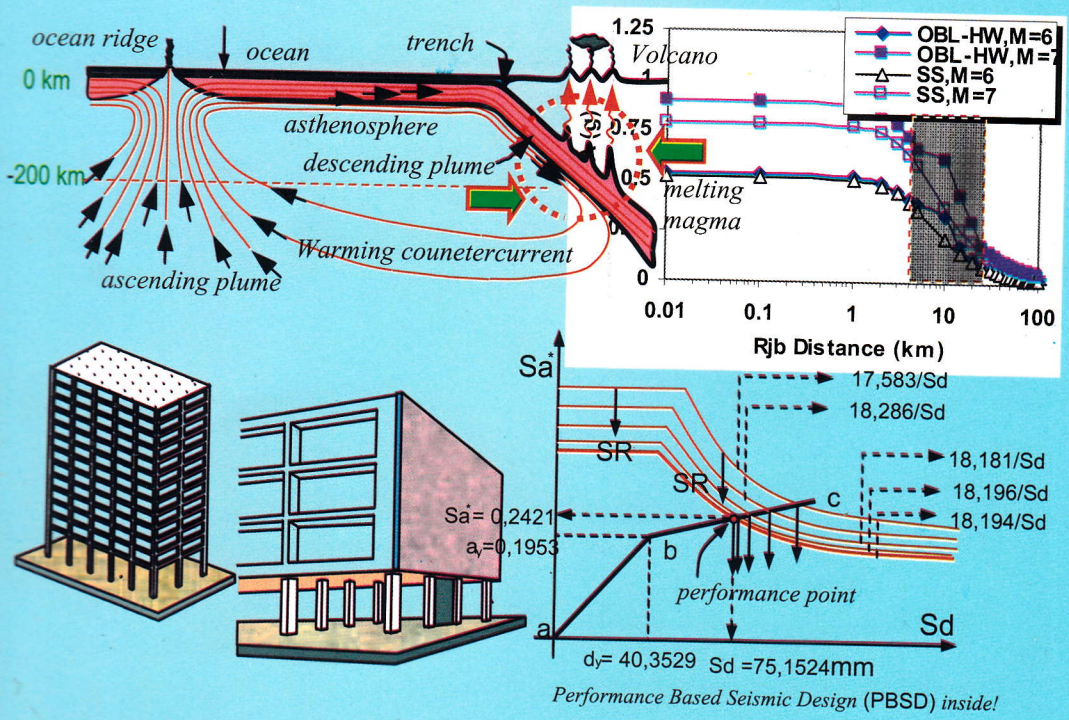
SEISMOLOGI TEKNIK & REKAYASA KEGEMPAAN



Performance Based Seismic Design (PBSD) *inside!*

PUSTAKA PELAJAR

Widodo Pawirodikromo

SEISMOLOGI TEKNIK & REKAYASA KEGEMPAAN

Widodo Pawirodikromo

Guru Besar Jurusan Teknik Sipil &
Manajemen Rekayasa Kegempaan (MaRK)

Universitas Islam Indonesia,
Yogyakarta

PUSTAKA PELAJAR

SEISMOLOGI TEKNIK & REKAYASA KEGEMPAAN

Widodo Pawirodikromo

Penyelaras Cover
Marjekc

Tata Letak
Dimaswids

Cetakan I, Oktober 2012

Penerbit
PUSTAKA PELAJAR (Anggota IKAPI)
Celeban Timur UH III/548 Yogyakarta 55167
Telp. (0274) 381542, Faks. (0274) 383083
E-mail: pustakapelajar@yahoo.com

ISBN: 978-602-229-110-7

Kata Pengantar

Assalamu'alaikum wr.wb

Perlu disadari dan dihayati secara terus menerus bahwa kesehatan, keimanan, kedamaian, rezeki , kerukunan ataupun keharmonisan yang ada pada diri kita, keluarga dan komunitas merupakan nikmat dari Allah SWT yang perlu disyukuri. Manifestasi syukur dapat dimulai dari pengakuan dalam hati, ucapan lisan dan akan lebih sempurna apabila disertai dengan implementasi tindakan dalam bentuk amal sholeh dalam arti yang luas.

Pada kesempatan ini penulis mengucapkan syukur kepada Allah SWT yang telah memberikan hidayah, kesehatan, semangat, kejernihan/keterbukaan sikap dan berfikir sehingga buku ini dapat diselesaiakan dan diterbitkan. Materi dalam buku ini telah disiapkan sejak lama, mulai dari yang sederhana kemudian dikembangkan sedikit demi sedikit sesuai dengan perkembangan yang ada. Walaupun demikian masih disadari bahwa buku ini masih jauh dari sempurna.

Secara umum buku ini terdiri atas 2-bagian utama yaitu pengantar Seismologi Teknik (*Engineering Seismology*) dan pengantar Rekayasa Kegempaan (*Earthquake Engineering*). Hu dkk (1996) mengatakan bahwa seismologi akan banyak berhubungan dengan hukum-hukum dan kondisi fisik kejadian gempa. Sebelum berdiskusi lebih lanjut, Bab I pada buku ini menyajikan secara singkat jeni-jenis bencana alam termasuk didalamnya bencana alam gempa bumi. Hal-hal yang disajikan adalah jenis, karakteristik dan monitoring sebelum kejadian bencana agar usaha pengurangan resiko bencana (*disaster risk reduction*) dapat dilakukan.

Teori lempeng tektonik yang didahului oleh proses pemahaman manusia tentang kejadian gempa sampai pada teori konveksi disajikan pada Bab II. Pada bab ini diakhiri dengan evolusi gerakan lempeng tektonik mulai dari prakiraan komposisi awal sampai dengan kedudukan lempeng-lempeng tektonik sekarang ini dan kemungkinan di masa mendatang. Selanjutnya pada Bab III disajikan Jenis dan Mekanisme Kejadian Gempa, utamanya adalah gempa subdaksi dan gempa *shallow crustal*, termasuk di dalamnya jenis dan pemodelan *fault rupture*. Pengetahuan berkenaan dengan hal-hal tersebut akan sangat pada *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA). Khususnya untuk menentukan lokasi episenter gempa dengan metode klasik, maka dapat dipakai kecepatan gelombang energi gempa khususnya berdasarkan P-wave dan S-wave. Hal-hal yang berhubungan dengan gelombang energi gempa disajikan pada Bab IV.

Pada Bab V masih disajikan hal-hal yang berhubungan dengan seismologi teknik yaitu tentang intensitas (jenis, kriteria pembuatan dan contoh), magnitudo (jenis, cara menentukan dan hubungannya dengan parameter *fault rupture*) dan seismisitas (hubungan antara spasial, durasi, magnitude dan jumlah kejadian gempa). Karakteristik Teknik Gerakan tanah (*Engineering Characteristics of Earthquake Ground Motions*) yang disajikan pada Bab VI masih berada dalam lingkup seismologi teknik. Pada bab tersebut dibahas tentang *potential destructive* suatu gempa, suatu pengetahuan untuk tujuan antisipasi khususnya di dalam analisis.

Pada Bab VII sudah beralih dari seismologi teknik ke rekayasa kegempaan, karena pada bab tersebut telah membicarakan tentang efek kejadian gempa terhadap perilaku tanah setempat. Selanjutnya perilaku tanah setempat (*Site Effects*) akan berpengaruh terhadap perilaku bangunan di atasnya. Bahasan tesebut meliputi amplifikasi, modulus geser,

redaman material tanah sampai lingkup mikrozonasi. Bab VIII yaitu tentang atenuasi gerakan tanah dapat dikategorikan kombinasi antara seismologi teknik dengan rekayasa kegempaan. Atenuasi yang dibahas adalah atenuasi intensitas gempa, atenuasi *Peak Ground* Acceleration (PGA), *Peak Spectral Acceletasion* (PSA) sampai dengan *Next Generation Attenuation* (NGA). Selanjutnya Bab IX menyajikan macam, tata cara pembuatan, karakter dan perkembangan respons spektrum di Indonesia.

Filosofi disain bangunan tahan gempa disajikan pada Bab X. Bab ini diawali dengan sejarah pemikiran/konsep bangunan tahan gempa kemudian *design philosophy*, prinsip disain kapasitas (*capacity design*), bahasan *strength based* sampai dengan prinsip dan contoh pemakaian *Performance Based Seismic Design* (PBSD). Sementara itu Bab XI membahas tentang konfigurasi bangunan tahan gempa dan diteruskan dengan struktur utama bangunan tahan gempa pada Bab XII. Bahasan struktur utama bangunan tahan gempa meliputi jenis, kombinasi maupun perilakunya terhadap beban gempa.

Bahasan rekayasa kegempaan dilanjutkan dengan gaya harisontal ekivalen statik yang disajikan pada Bab XIII. Beban akibat gempa sesungguhnya adalah berupa *ground motion time history*, namun demikian untuk tujuan penyederhanaan, beban gempa pada bangunan disederhanakan menjadi beban horisontal ekivalen statik. Akhirnya pada Bab XIV disajikan tentang likuifaksi. Hal ini dimasukkan dalam kategori rekayasa kegempaan karena dampaknya sangat berbahaya terhadap kestabilan struktur bangunan. Beberapa metode analisis likuifaksi telah dibahas mulai dari *simplified SPT method*, *CPT*, *Strain Based*, *Energi-Based*, *Stress-strain Based* dan *Reliability Based Method*.

Perjalanan panjang telah dilalui dalam penulisan buku ini, yangmana kandungan materinya telah didukung oleh banyak referensi. Untuk itu diucapkan terima kasih kepada semua penulis terdahulu, termasuk diantaranya adalah beberapa referensi dengan tanda [ ] yang sudah sulit dicari sumbernya, untuk itu mohon maaf dan mohon diijinkan untuk ditampilkan. Kepada isteri Ninik Sunartiningsih yang sering bertanya "nulis buku kok nggak selesai-selesai" diucapkan terima kasih atas kesabarannya, banyak acara terpaksa terganggu oleh penulisan buku ini, juga anak-anakku Titan Danar Raharjo, Stevan Chondro Suryono dan Sierra Elafansa Ratnasari yang telah menjadi motivasi dalam berkarya.

Kepada semua mahasiswa Program Teknik Sipil (JTS) dan Magister Teknik Sipil Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan (FTSP), Universitas Islam Indonesia (UII) yang telah saling bahu membahu, membangun jati diri dan keunggulan secara konsisten dalam hal Kebencanaan khususnya bidang Rekayasa Kegempaan patut diapresiasi. Kepada semua mahasiswa Magister Teknik Sipil (MTS) , khususnya mahasiswa konsentrasi Managemen Rekayasa Kegempaan (MaRK), lebih khusus lagi pada mahasiswa MaRK IV juga diucapkan terima kasih atas kritik, saran, dukungan, bantuan dan antusiasme atas terbitnya buku ini. Kepada teman diskusi Dr.Ir.Lalu Makrup MT juga diucapkan terima kasih atas argumen-argumennya. Akhirnya disadari bahwa buku ini isinya masih jauh dari sempurna, oleh karena itu saran dan kritik yang sifatnya membangun selalu diterima dengan fikiran dan tangan terbuka. Mudah-mudahan buku ini memberikan manfaat kepada siapa saja yang membacanya terlebih apabila menjadi inspirasi dan meningkatkan motivasi untuk berkarya. Terima kasih.

Wassalamu'alaikum wr.wb

Yogyakarta, 20 Mei 2012
Penulis

DAFTAR ISI

Kata Pengantar iii
Daftar Isi v

BAB I Bencana Alam dan Gempa Bumi

1.1 Pendahuluan 1
1.2 Pengertian Dan Karakteristik Bencana Alam 1
1.3 Kejadian, Sebab Dan Bencana Alam 4
1.4 Hubungan Antara *Risk, Hazard, Vulnerability Dan Capacity* 6
1.5 Penggolongan Dan Ancaman Bencana (*Hazard*) 6
1.6 Kerantanan (*Vulnerability*) 8
1.7 *Exsposure* 10
1.8 Kapasitas dan Ketahanan Masyarakat (*Capacity Of Society*) 11
1.9 Karakter Dan Sifat Dasar Macam-Macam Bencana Alam 12
1.9.1 Hurricane (*Tropical Cyclone*) 12
1.9.2 Cyclone dan Tornado 15
1.9.3 Tsunami 16
1.9.4 Banjir 27
1.9.5 Tanah Longsor 29
1.9.6 Letusan Gunung Api 32
1.9.7 Gempa Bumi 42
1.10 Akibat Yang Ditimbulkan Oleh Gempa Bumi 51
1.10.1 Akibat Langsung 51
1.10.2 Akibat Tidak langsung 55
1.11 Managemen Kebencanaan (*Disaster Management*) 57
1.11.1 Siklus Managemen Bencana 57
1.11.2 Aktivitas-aktivitas Pokok Tiap Siklus Bencana 59
1.11.3 *Policy* dan *Strategy* Penanggulangan Bencana 61
1.12 Seismologi dan Teknik Kegempaan 62
1.13 Lingkup Teknik Kegempaan 63
1.14 Pengelolaan Level Bencana Alam 64

BAB II Teori Lempeng Tektonik : Proses Dan Evolusi Gerakan

2.1 Pendahuluan 65
2.2 Proses Terjadinya Planet-Planet Termasuk Bumi 65
2.2.1 Nebular Hypothesis 67
2.2.2 *Collision Hypothesis* 70
2.2.3 Teori Modern Tentang Kejadian gempa 70
2.3 Pembentukan Lapis-Lapisan Didalam Bumi (Differentiation) 72
2.4 Kandungan Panas di dalam Bumi 76
2.5 Teori Konveksi (*Convection Theory*) 77
2.6 Teori Lempeng Tektonik 79
2.6.1 Teori Continenral Drift 80
2.6.2 Teori *Sea Floor Spreading* 80
2.7 Gerakan Lempeng Tektonik 83

2.7.1 Gaya Dorong (*Driving Force*) 83
2.7.2 Kecepatan dan Arah Gerakan Lempeng Tektonik 84
2.8 Macam Gerakan Lempeng Tektonik 85
2.8.1 Gerakan Divergen 86
2.8.2 Gerakan Konvergen 86
2.8.3 Gerakan Slip 87
2.9 Evolusi Gerakan Lempeng Tektonik 89
2.9.1 Pangea dan Panthalasa 89
2.9.2 Lempeng Tektonik Periode Triassic 89
2.9.3 Lempeng Tektonik Periode Jurassic 90
2.9.4 Lempeng Tektonik Periode Cretaceous 91
2.9.5 Lempeng Benua Kondisi Saat ini 92
2.9.6. Lempeng Tekronik 50 Juta tahun Mendatang 92
2.10. Skala Waktu Geologi 93

BAB III Gempa Bumi : Jenis Dan Mekanisme Kejadian

3.1 Pendahuluan 95
3.2 Pengertian Atau Definisi Gempa Bumi 95
3.3 Sejarah Pemahaman Pengertian Gempa Bumi 96
3.3.1 Pemahaman Gempa Bumi di Era Mitos 97
3.3.2 Pemahaman Gempa Bumi di Era Mitos Modern 98
3.3.3 Pemahaman Gempa Bumi di Era Semi Analitik 99
3.3.4 Pemahaman Gempa Bumi di Era Ilmu Pengetahuan Modern 99
3.3.5 Tahap-tahap Kejadian Gempa Bumi 101
3.4 Jenis Gempa Ditinjau Dari Penyebabnya 103
3.5 Mekanisme Kejadian Gempa 105
3.5.1 *Elastic Rebound Theory* 105
3.5.2 Gempa Subdaksi 106
3.6 Macam Gempa Sundaksi 109
3.6.1 Gempa Subdaksi *Interplate* 109
3.6.2 Gempa Subdaksi *interface slip* dan *Intraslab* 110
3.6.3 Pemodelan Sumber Gempa Subdaksi 114
3.7 Gempa di *Tranform-Slip Zone* 115
3.8 *Mid Ocean Spreading Earthquake* 122
3.9 Gempa Intraplate *Shallow Crustal Earthquake* 123
3.10 *Intraslab Earthquakes* dan *Wadati-Benioff Zone* 126
3.11 Mekanisme Gempa melalui Stereonet 128
3.12 Sesar/patahan (*Fault Rupture*) 137
3.12.1 Pengertian dan Bentuk Alami Patahan (*Nature of Fault*) 137
3.12.2 Pemodelan Patahan (*Fault Models*) 141
3.13 Macam-Macam *Fault Model* 142
3.13.1 *Strike Slip Faults* 142
3.13.2 *Dip-Slip Faults* 143
3.13.3 *Dip-Strike Slip Fault* 144
3.13.4 Sumber gempa *Faults di Indonesia* 146
3.14 *Stress Drop* 146
3.15 *Directility* 146
3.16 Hubungan Lokasi Gempa Bumi dengan Geometri Lempeng Tektonik 148

3.17 Hubungan Aktivitas Vulkanik dengan Geometri Lempeng Tektonik..... 149
3.18 Pusat Gempa (Fokus), Jarak Episenter dan Kedalaman Fokus..... 151

BAB IV Gelombang Energy Gempa
4.1 Pendahuluan..... 153
4.2 Gelombang Gempa..... 153
4.3 Properti Gelombang..... 155
4.4 Arah Dan Intensitas Rambat Gelombang..... 158
4.5 Karakter Tiap-Tiap Gelombang Gempa..... 160
4.5.1 Gelombang Primer (*P-wave*)..... 160
4.5.2 Gelombang Sekunder (*S-wave*)..... 162
4.5.3 *Rayleigh-wave (R-wave)*..... 167
4.5.4 *Love-wave (L-wave)* 168
4.6 Rambatan Gelombang Gempa di dalam Bumi..... 169
4.7 Formulasi Kecepatan Rambat Gelombang..... 170
4.7.1 Rambatan Gelombang Longitudinal Pada Tali (*Rod*)..... 171
4.7.2 Rambatan Gelombang Torsi Pada Tali (*Rod*)..... 172
4.8 Rambatan Gelombang di medium Tiga Dimensi..... 173
4.8.1 Kecepatan Gelombang Primer V_P..... 176
4.8.2 Kecepatan Gelombang Sekunder (S-wave)..... 178
4.8.3 Gelombang pada *Semi Infinite Body* (*Half Space*)..... 178
4.9 Energi Gelombang Gempa..... 183
4.10 Efek Jarak 184
4.11 Sistim Koordinat 188
4.12 Persamaan Kecepatan P-wave dan S-wave..... 191
4.13 Koordinat Kota-kota dan Penentuan Letak Episenter..... 194

BAB V Intensitas Gempa, Magnitoda Gempa dan Seismisitas
5.1 Pendahuluan..... 197
5.2 Intensitas Gempa..... 197
5.2.1 Sejarah Perkembangan Skala Intensitas Gempa dan Pelaksanaannya.... 198
5.2.2 Isoseismal (Isoseismic Lines) dan Isoseismic Attenuation..... 200
5.3 Cara Menentukan Magnitude Gempa..... 209
5.4 Macam Magnitudo Gempa..... 210
5.4.1 *Local Magnitude* (M_L)..... 210
5.4.2 *Surface Magnitude* (M_S)..... 214
5.4.3. *Body Magnitude* (M_b)..... 216
5.4.4 *Moment Magnitude* (M_w)..... 216
5.5 Energi Gempa..... 220
5.6 Hubungan Antara Skala Gempa..... 223
5.6.1 Hubungan antara Energi dengan Magnitudo gempa..... 223
5.6.2 *Moment Magnitude Relations*..... 224
5.6.3 Hubungan antara Mo, Es dengan Parameter Patahan (*Fault Parameters*)..... 225
5.7 Hubungan Antara Magnitude Gempa Dengan Panjang Patahan..... 226
5.8 Hubungan Antara Gempa Dengan Fault Displacement..... 227
5.9 Hubungan Antara Jenis-Jenis Magnitude Gempa..... 229
5.10 *Stress Drop*..... 229

5.11 Hubungan Antara Intensitas Gempa Dengan Magnitude Gempa 232
5.12 Hubungan Antara Intensitas Gempa Dengan Percepatan Tanah 233
5.13 Seismisitasi (*Seismisity*) 234
5.13.1 Hubungan antara Frekuensi Kejadian dan Magnitudo gempa 234
5.13.2 Kejadian Gempa Tahunan (*Annual Rate of Occurrence*) 237
5.14 Level Intensitas/Besaran Gempa 237

BAB VI Karekteristik Teknik Gerakan Tanah
6.1 Pendahuluan 239
6.2 Karakter Rekaman Gempa Di *Near-Field* 240
6.3 Efek Jenis Tanah Terhadap *Peak Ground Acceleration* 243
6.4 Karakter Umum Rekaman Percepatan Tanah Akibat Gempa 244
6.4.1 Number of Vibration Pulse (Vibration cycles) 244
6.4.2 *Earthquake Duration* 246
6.4.3 Period , Frequency Band Width dan Efek Gempa 246
6.5 Karakter Rekaman Gempa di *Far-Field* 248
6.6 Parameter Gerakan Tanah (*Strong Motion Parameter*) 252
6.6.1. Kelompok *Peak Value of Ground Motions* 252
6.6.2 Spektrum Respon 255
6.6.3 Durasi Gempa 257
6.6.4 Parameter Kandungan Frekuensi (*Frequency Content*) 264
6.6.5 Intensities Groups 268
6.6.6 *Distructiveness Potential Factor* P_D 273
6.6.7 *Seismic Damage Capacity* (I_d) 275
6.7 Gempa Pertikal 278

BAB VII Efek Kondisi Tanah Setempat (*Local Site Effects*)
7.1 Pendahuluan 279
7.2 Pengaruh Jarak Dan Kondisi Tanah Setempat Terhadap Kerusakan Bang 281
7.3 Lingkup Bahasan *Site Effects* 286
7.4 Amplifikasi 287
7.4.1 Amplifikasi Respons Tanah Berdasar pada Rekaman Gempa 288
7.4.2 Amplifikasi Berdasarkan *Ground Response Analysis* 290
7.5 *Basin Effects* 298
7.6 *Topographical Effect* 300
7.7 *Site Effect* Pada Tanah Endapan Dalam 303
7.8 Kategorisasi Tanah Setempat (*Site Categorization*) 305
7.9 Karakteristik Static Dan Karakteristik Dinamik Tanah 306
7.9.1 Karakteristik Statik 306
7.9.2 Karakteristik Dinamik Tanah 308
7.9.3 Modulus Geser Maksimum 313
7.9.4 Parameter-2 Terpenting untuk Modulus Geser dan Damping 317
7.10 Kecepatan gelombang geser Vs 320
7.11 Mikrozonasi 323

BAB VIII Atenuasi Intensitas Gempa dan Atenuasi Gerakan Tanah
8.1 Pendahuluan 327
8.2 Faktor-Faktor Yang Mempengaruhi Atenuasi Gerakan Tanah 328

8.2.1 Magnitudo Gempa (*Earthquake Magnitude*) 329
8.2.2 Jarak ke Situs 330
8.2.3 Pengaruh Mekanisme Sumber Gempa (*Source Mechanism*) 330
8.2.4 Pengaruh Kondisi Situs (*Local Site Condition*) 333
8.2.5 Pengaruh lain-lain 333
8.3 Model Atau Jenis Atenuasi 335
8.4 Sifat-Sifat Hubungan Antara Atenuasi 335
8.5 Persamaan Atenuasi 336
8.5.1 Persamaan Umum 336
8.5.2 Persamaan Attenuasi Spesifik 338
8.6 Persamaan Atenuasi Intensitas Gempa 338
8.6.1 Atenuasi Intensitas Gempa 338
8.6.2 Efek Kedalaman Sumber Gempa 344
8.6.3 Persamaan Atenuasi Intensitas Gempa (I_{mm}) dari Beberapa Negara 345
8.7 Atenuasi Percepatan Tanah Maksimum 345
8.8 Atenuasi Berdasarkan Pada *Worldwide* 345
8.8.1 Atenuasi Murphy dan O'Brien (1977) 346
8.8.2 Campbell (1981,1990) 350
8.8.3. Perkembangan Persamaan Atenuasi 352
8.9 Atenuasi Gerakan Tanah Generasi Ke-2 355
8.9.1 Atenuasi Abrahamson dan Silva (1997) 355
8.9.2 Atenuasi Boore, Joyner and Fumal (1997) 360
8.9.3 Idriss (2002) 361
8.10 Atenuasi Gempa Subduksi Young et al.(1997) 363
8.11 Next Generation Attenuation (NGA) 364
8.11.1 Atenuasi Abrahamson dan Silva, A-S (2007) 364
8.11.2 Atenuasi Boore dan Atkinson, B-A(2007) 372
8.11.3 Atenuasi Campbell & Bozorgnia, C-B (2007) 376
8.11.4 Atenuasi Idriss, 2007 380

BAB IX Spektrum Respons

9.1 Pendahuluan 382
9.2 Pengertian DNA Fungsi *Spectrum Respons* 383
9.3 Struktur *Spectrum Respons* 384
9.3.1 Spektrum Respon 384
9.3.2 Tahapan Pembuatan Respon Spektrum 387
9.3.3. Faktor-faktor yang Mempengaruhi Bentuk/Nilai Spektrum 390
9.4 Triparti Respon Spectrum 392
9.5 *Elastic Smoothed Response Spectrum* 395
9.6 Amplifikasi Spektrum Terhadap Gerakan Tanah 397
9.7 Respon Spectrum Untuk Disain 399
9.7.1 Respon Spektrum Linier Elastik 399
9.7.2 Respons Spektrum Inelastik 400
9.8 Hal-Hal Yang Berpengaruh Terhadap Bentuk Umum Respon Spektrum 405
9.8.1 Pengaruh Magnitudo Gempa 405
9.8.2 Pengaruh Jarak Episenter 405
9.8.3 Pengaruh Kondisi Tanah 405
9.9 Spektrum Respon Di Indonesia 409

9.9.1 Evolusi Pedoman Perencanaan Beban Gempa 410
9.9.2 Standard Perenc. Ketahanan Gempa unt Str. Bang. Ged. dan Non Gedung.. 411
9.9.3 Respons Spektrum Disain 415

BAB X Filosofi Disain Bangunan Tahan Gempa
10.1 Pendahuluan 419
10.2 Bangunan Tahan Gempa (*Earthquake Resistan Design Of Building*) 419
10.3 Level-Level Dan Deskripsi Kerusakan Bangunan Akibat Gempa 420
10.4 Disain Filosofi (*Philosophy Of Design*) 423
10.5 Pengetahuan Yang Mendukung Konsep Bangunan Tahan Gempa 424
10.5.1 Linier Elastik 425
10.5.2 Non-linier Elastik 425
10.5.3 Linier Inelastik 425
10.5.4 Non-linier Inelastik 425
10.6 Konsep Bangunan Tahan Gempa (*Earthq. Resistan Design Of Building*) 426
10.6.1 *Force Reduction Factor* 426
10.6.2 Disain Kapasitas (*Capacity Design*) 428
10.6.3 Hierarki Kerusakan Struktur 429
10.7 Mekanisme Keruntuhan (*Collapse Mechanism*) 431
10.8 Daktilitas Elemen Struktur Beton 433
10.8.1 Daktilitas 433
10.8.2 Simpangan Tingkat pada Leleh Pertama akibat Beban Gempa 435
10.8.3 Mekanisme Runtuh pada Kolom 437
10.8.4 Mekanisme Runtuh pada Balok 440
10.9 Daktilitas Elemen Struktur Beton 444
10.9.1. *Yield Curvature* φ_y 444
10.9.2 *Ultime Curvature*, φ_u 445
10.9.3 Daktilitas Kelengkungan (*Curvature Ductility*), μ_ϕ 445
10.9.4 *Ductility of Unconfined dan Confined Column Sections* 447
10.10 Prinsip Disain Struktur Beton Tahan Gempa 451
10.11 *Strength Based vs Performance Based Seismic Design (PBSD)* 452
10.11.1 *Strength Based Seismic Design (SBSB)* 452
10.11.2 *Performance Based Seismic Design (PBSD)* 453
10.11.3 Dasar-dasar Teori untuk *Performance Based Seismic Design* 460
10.11.4 Penentuan *Performance Point* 464

BAB XI Konfigurasi Bangunan (*Building Configuration*)
11.1 Pendahuluan 470
11.2 Pengertian Konfigurasi Bangunan 470
11.3 Bentuk dan Bangun Bangunan 472
11.3.1 Denah Bangunan Reguler 472
11.3.2 Bangunan Ireguler 474
11.4 Ukuran Bangunan 478
11.4.1 Ukuran Horisontal 478
11.4.2 *Column Density* (CD) 482
11.5 Ukuran Vertical 483
11.5.1 Dimensi 483

11.5.2 Tampak Potongan 485
11.6 Distribusi Kekakuan Secara Vertikal 486
11.6.1 *Soft Storey* 486
11.6.2 Interupsi Elemen struktur 490
11.6.3 Kondisi-kondisi Ireguler yang lain 490
11.6.4 Bangunan *Setback* 492
11.7 Distribusi Massa Secara Vertical 494
11.8 Jarak Antara Bangunan 495
11.9 Struktur Utama Bangunan 496
11.10 Elemen Non Struktur 497

BAB XII Jenis dan Perilaku Struktur Utama Bangunan
12.1 Pendahuluan 500
12.2 *Design Criteria* 500
12.2.1 *Design Criteria* Umum 501
12.2.2 *Design Criteria* Berdasarkan Level-2 Pembebanan 503
12.3 Struktur Utama Bangunan 503
12.4 Perilaku Struktur Utama Bangunan 507
12.4.1 Portal Terbuka (*Open Moment Resisting Frame*) 507
12.4.2 Portal Dengan *Bracing* 513
12.4.3 Portal Dengan Tembok Pengisi (*Infilled Frame*) 519
12.4.4 Portal dengan Balok *Grid* 520
12.4.5 *Precast Frames* 522
12.4.6 Struktur Portal *Prestress* 524
12.4.7 Struktur Dinding (*structural wall*) 525
12.5 Macam dan Perilaku Goyangan Struktur Utama 530
12.5.1 Perilaku goyangan Portal Terbuka 530
12.5.2 Pola Goyangan Struktur Dinding (*Structural Walls*) 531
12.5.3 Pola Goyangan Struktur Kombinasi antara Portal dengan *Walls* 532
12.6 Struktur Bangunan Tinggi 533
12.6.1 *Frame Tube Structures* 533
12.6.2 *Tube in Tube Structures* 534
12.6.3 *Trussed Tube* 534
12.6.4 *Bundled Tube Structures* 535
12.6.5 *Space Structures* 535
12.7 Sistem Plat Lantai 536
12.7.1 Sistim Plat Satu Arah (*One way Slab*) 536
12.7.2 Sistim Plat Dua- Arah (*Two- ways slab*) 537

BAB XIII Gaya Horisontal Ekivalen Statik
13.1 Pendahuluan 540
13.2 Koefisien Gempa Dasar (*Base Shear Coefficient*) 541
13.3 Sejarah Pemakaian Gaya Horisontal akibat Gempa 542
13.4 Pengertian Beban Ekivalen Statik 544
13.5 Dinamik Karakteristik Bangunan 545
13.6 Gaya Geser Dasar, V dan Periode Getar Fundamental T 545
13.7 Faktor Jenis Struktur K 547
13.8 Faktor Keutamaan Bangunan (I) 548

13.9 Distribusi Beban Ekivalen Statik / Gaya Horisontal Tingkat 549
13.10 Mode Gabungan dan Pengaruh Mode ke-1 553
13.11 Contoh Pemakaian 554

BAB XIV Likuifaksi (*Liquefaction*)
14.1 Pendahuluan 558
14.2 Perubahan Tegangan di dalam Tanah Akibat Gempa Bumi 558
14.3 Regangan dan Tegangan Geser Pasir Jenuh Air 560
14.4 Angka pori kritik e_{cr} 562
14.5 Faktor-faktor yang Mempengaruhi Likuifaksi 562
14.5.1 Karakteristik Getaran (*Vibration Characteristics*) 562
14.5.2 Jenis Tanah 563
14.5.3 Muka Air Tanah (*Ground Wter Table*) 563
14.5.4 Distribusi Diameter Butir 563
14.5.5 Kepadatan Awal (*Initial Relative Density*) 563
14.5.6 Drainasi dan Dimensi Deposit 564
14.5.7 Kemampuan Drainasi 564
14.5.8 Pengaruh-pengaruh lain 564
14.6 Syarat-syarat Terjadinya Likuifaksi 565
14.6.1 Intensitas Gempa 565
14.6.2 Jarak episenter 565
14.6.3 Kedalaman Air Tanah Maksimum 565
14.6.4 Karakteristik Butir-butir Pasir 565
14.65 Rentang Lapis Likuifaksi 566
14.7 Metode-metode Evaluasi Potensial Likuifaksi 567
14.8 Tegangan Geser Menurut Metode Simplifikasi (*Simplified Method*) 567
14.8.1 Tegangan Geser Tanah 568
14.8.2 Tegangan Geser Rata-rata Akibat Gempa 569
14.9 Analisis Potensial Likuifaksi Secara Deterministik 569
14.9.1 *Standar Penetration Test* (SPT) 569
14.9.2 *Cone Penetration Test* (CPT) 579
14.9.3 *Strain Based Method* 584
14.9.4 *Energy-Based Potential Liquifaction Analysis* 589
14.9.5 *Stress -Strain Based Liquefaction Analysis* 593
14.9.6 Analisis Potensial Likuifaksi dengan *Shear Wave Velocity, Vs* 598
14.9.7 Metode *Probabilistic/Reliability* 602

Lampiran-lampiran 609
Daftar Pustaka 617
Indeks 628
Indeks Authors 639

Bab I
Bencana Alam dan Gempa Bumi

1.1 Pendahuluan

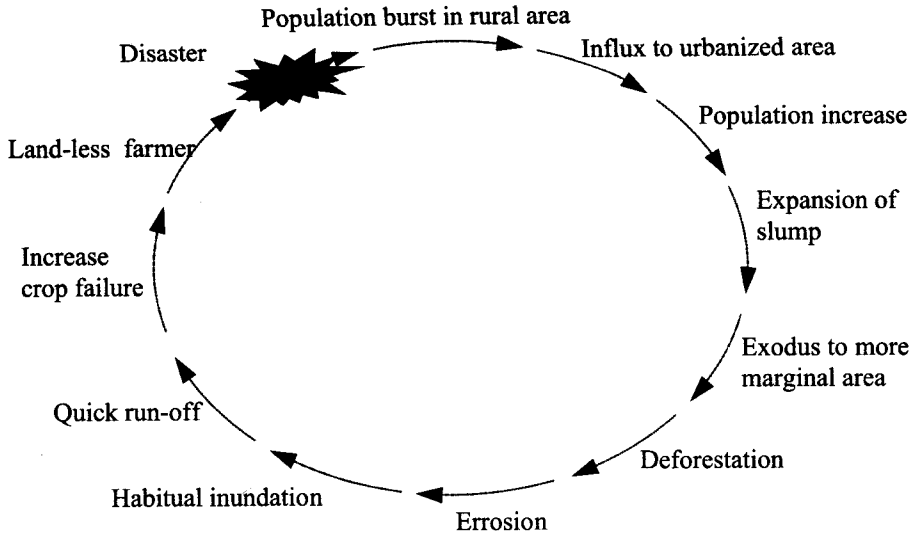
Secara kebetulan, bencana alam (*natural disasters*) sering terjadi dan sebagian besar terjadi di banyak negara berkembang di Asia Pasifik (Watanabe, 2000, Sidjabat, 2000). Secara umum bencana alam dapat terjadi akibat dari perilaku, perbuatan, pengaruh manusia maupun akibat anomali peristiwa alam. Lebih lanjut Watanabe memberikan salah contoh suatu siklus bencana alam yang dapat diakibatkan oleh perilaku manusia seperti yang tampak pada Gambar 1.1. Bencana alam sebagaimana ditunjukkan pada siklus tersebut pada hakekatnya adalah akibat dari kombinasi banyak masalah mulai dari masalah ekonomi, kemiskinan, pertumbuhan penduduk yang tidak terkendali, kurangnya pengetahuan, ketrampilan yang ada di dalam masyarakat, ketimpangan akses pembangunan, kebijakan pemerintah, pola hidup akibat pengaruh globalisasi sampai pada perubahan iklim secara global.

Watanabe (2000) juga mengatakan bahwa siklus *disaster* tersebut akan tetap akan berlanjut apabila tidak dipatahkan siklusnya. Untuk memutus siklus *disaster* tersebut diperlukan kebijakan yang jelas dan kuat dari fihak pemegang otoritas. Gambar 1.1) menunjukkan tipikal *Disaster Cycle* untuk kategori bencana akibat perbuatan manusia (*man-made disaster*) misalnya bencana alam akibat urbanisasi ke daerah perkotaan. Untuk mengatasi persoalan tersebut diperlukan kebijakan pemerintah yang sangat jelas. Diperlukan rencana jangka panjang yang sistimatik agar bencana alam dapat ditanggulangi secara baik.

1.2 Pengertian dan Karakteristik Bencana Alam

Bencana alam (*natural disaster*) adalah suatu kejadian alam yang berlebihan yang dapat mengganggu aktivitas normal kehidupan manusia, yang secara umum mempunyai karakteristik (Sidjabat, 2000) :

a. Gangguan atas kondisi kehidupan yang normal, yang mana gangguan tersebut umumnya sangat besar, tiba-tiba dan mencakup kawasan yang cukup luas dan durasi yang tidak singkat,
b. Bencana alam sangat mengganggu kehidupan, misalnya luka-ringan, luka berat bahkan sampai merenggut jiwa manusia, gangguan terhadap kenyamanan hidup dan kesehatan,
c. Bencana alam akan mempengaruhi kehidupan sosial akibat dari rusaknya alam (tanah longsor, *settlement*, likuafaksi) dan rusaknya bangunan sipil (rumah, bangunan, jalan, jembatan, pelabuhan) dan rusaknya sarana telekomunikasi dan pelayanan umum kepada masyarakat,
d. Bencana alam akan menggerakkan empati masyarakat misalnya dalam solidaritas kemanusiaan (penyediaan tempat tinggal sementara, obat-abatan, makanan, pakaian dan sebagainya).



Gambar 1.1 *Disaster Cycles* (Watanabe, 2000)

Pada Gambar 1.1) tampak bahwa bencana dapat dimulai dari ledakan/ekspansi penduduk yang tak terkendali (*burst*). Ekspansi penduduk berlangsung terus (*influx*) didaerah perkotaan (*urban*). Akibatnya populasi penduduk terus meningkat (*increase*) dan melebar dan membentuk menjadi daerah kumuh (*slump*). Penduduk yang pada kemudian migrasi (*exodus*) ke daerah pinggiran (*marginal area*).

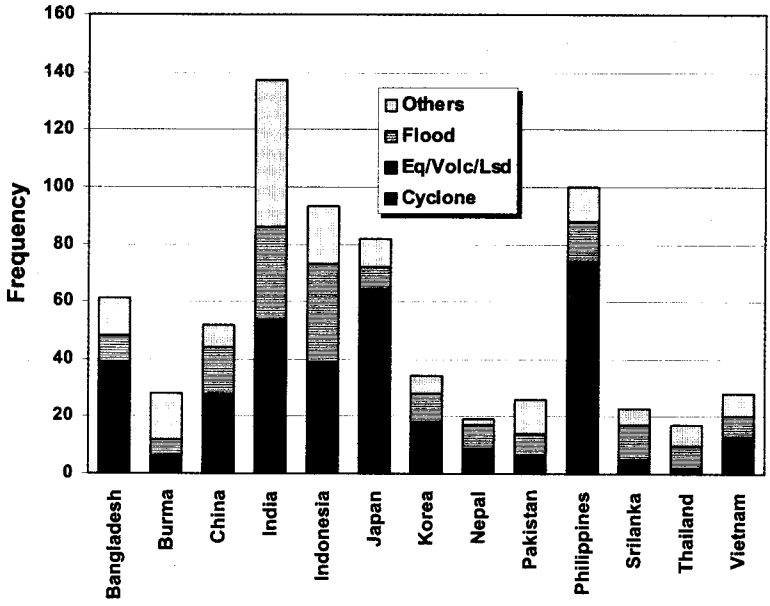
Akibat yang dapat ditimbulkan adalah kemungkinan adanya penggundulan lahan/hutan (*deforestation*). Penggundulan lahan dapat mengakibatkan erosi (*erosion*). Hal tersebut berlangsung terus dan berakumulasi (*habitual inundation*) yang dapat mengakibatkan erosi secara cepat dan besar-besaran (*quick run off*). Akibat lebih lanjut adalah kerusakan tanaman pangan (*crop failure*) yang berarti bahwa petani akan mengalami penurunan hasil panen karena lahan efektif menjadi jauh berkurang (*land less farmer*). Bencana secara nyata telah terjadi (*disaster)* dan penduduk migrasi ke perkotaan.

Demikianlah siklus bencana telah terjadi dan terjadi pada siklus-siklus berikutnya. Persoalan yang dihadapi dan perlunya penyelesaian masalah adalah kompleks. Persoalan timbulnya bencana dapat dimulai dari persoalan ekonomi, sosial, pengetahuan, pendidikan, keadilan, ketrampilan akses, gender maupun kondisi alam itu sendiri. Oleh karena itu untuk keperluan mitigasi bencana masih banyak yang harus dilakukan mulai dari *mitigation plan* itu sendiri, penelitian, sosialisasi, advokasi, pendampingan, pelatihan, *workshop* dll.

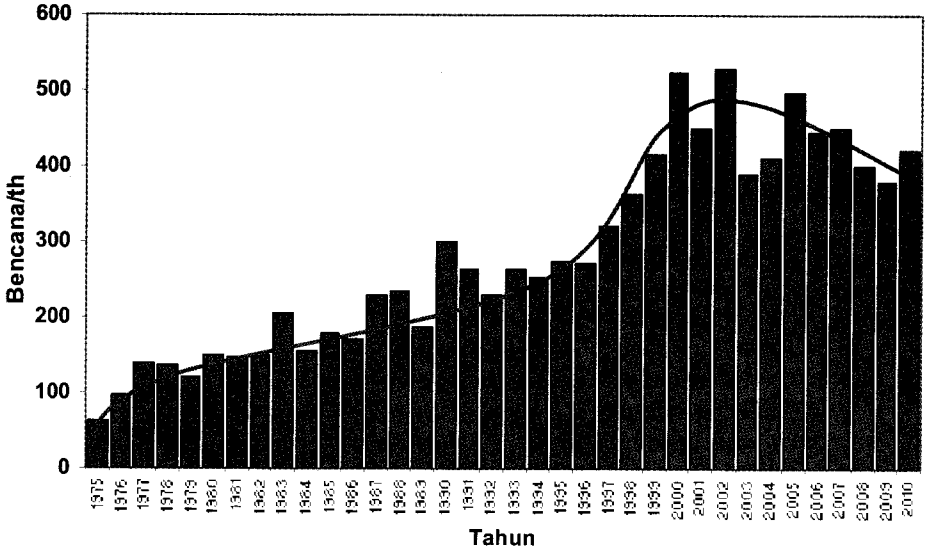
Hal yang disampaikan di atas adalah siklus terjadinya bencana akibat pola kehidupan manusia. Bencana justru banyak yang disebabkan oleh fenomena/kejadian alam. Sijabat (2000) menyajikan beberapa jenis bencana yang terjadi di beberapa negara Asia seperti yang tercantum pada Gambar 1.2).

Pada gambar tersebut tampak bahwa India merupakan negara Asia yang paling banyak mengalami bencana alam terutama akibat *cyclone* dan banjir. Pada urutan berikutnya adalah Philippines yang juga diakibatkan oleh *cyclone*. Indonesia merupakan negara ranking ke-3 di Asia yang tercatat mempunyai banyak kejadian bencana. Tampak pada gambar bahwa bencana alam di Indonesia yang paling utama adalah banjir, kejadian gempa bumi, aktivitas gunung api (*volcano*) dan tanah longsor (*land-slides*). Dengan memperhatikan hal tersebut

maka sudah selayaknya bahwa di Indonesia masalah banjir, gempa bumi, aktivitas gunung api dan tanah longsor harus dimengerti sebab kejadiannya, karakternya, efek yang ditimbulkan dan tata cara penanggulangannya.



Gambar 1.2 Karakteristik bencana Alam di Asia (Sijabat, 2000)

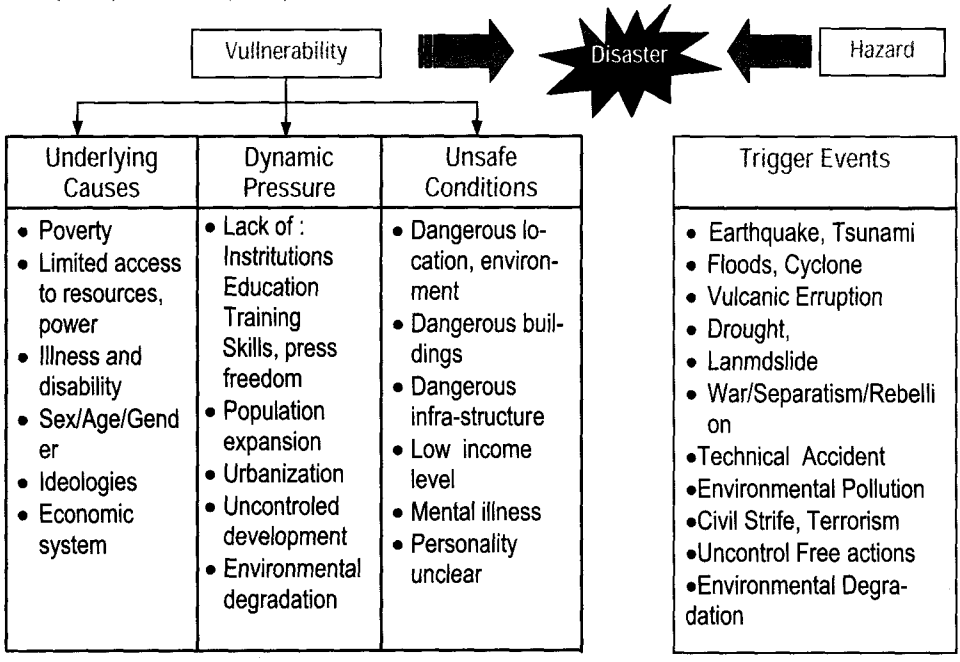


Gambar 1.3 Bencana Alam (Bhavnani, 2006 ; EM-DAT,2010)

Di negara-negara Asia yang lain yang banyak terjadi kejadian bencana alam adalah Jepang, Bangladesh dan China. Sementara itu negara-negara Asia yang lain seperti Korea, Burma, Vietnam, Pakistan dan Srilanka mempunyai bencana alam yang relatif kecil/sedikit. Kecenderungan kejadian bencana pada tingkat global juga cenderung meningkat seperti yang disajikan oleh Bhavnani (2006) dan EM-DAT (2010) di Gambar 1.3). Pada gambar tersebut tampak jelas bahwa bencana alam pada akhir-akhir ini cenderung meningkat tajam. Bencana alam tsunmi akibat gempa Aceh 26 Desember 2004 misalnya adalah bencana alam yang sangat jarang terjadi (*low frequency of occurrence*) tetapi mempunyai dampak yang sangat besar (*severity*) khususnya korban manusia. Bencana banjir sebaliknya, merupakan bencana yang sangat sering terjadi (*high frequency of occurrence*) tetapi dampaknya terhadap korban manusia relatif kecil. Frekuensi/sejarah kejadian, luasan dampak yang ditimbulkan (*area*), tingkat dampak yang ditimbulkan (*level of severity*) dan derajat probabilitas kejadian bencana merupakan 4-elemen dasar penting yang dipakai pada penentuan *hazard level* pada *natural hazard assessment.*

1.3 Kejadian, Sebab dan Akibat Bencana Alam

Tiap-tiap bencana alam seperti yang dimaksud di atas mempunyai sebab, frekuensi dan akibat yang ditimbulkan menurut karakter bencana itu. Diskripsi tentang sebab, frekuensi ataupun akibat yang ditimbulkan dapat berbeda-beda antara bencana yang satu dengan bencana yang lain. Sebab-sebab terjadinya bencana secara skematis disajikan pada Gambar 1.4) oleh De Leon (2006), Anonim (1999).



Gambar 1.4 Kejadian dan Sebab Bencana Alam (modifikasi De Leon, 2006)

Tampak bahwa terdapat 3-komponen utama kejadian bencana yaitu ancaman luar (*hazard*), kerentanan (*vulnerability*) dan kapasitas (*capacity*). Bencana akan terjadi apabila ancaman luar (*hazard*) lebih kuat/besar daripada kombinasi antara kerentanan (*vulnerability*) dan kapasitas. Kerentanan yang tinggi berarti ketidak tahanan dalam menahan beban adalah tinggi/besar,

sementara kapasitas besar berarti kemampuannya baik dalam menghadapi bencana. Resiko bencana akan besar apabila kerentanan tingi, kapasitas rendah terkena oleh ancaman luar (*hazard*) yang besar.

Secara umum kerentanan di dalam masyarakat akan disebabkan oleh 3-hal besar yaitu ;1) akar masalah (*underlying causes*); 2) Tekanan-tekanan yang sifatnya dinamis (*dynamic pressure*) dan 3) kondisi yang tidak menguntungkan (*unsafe condition*). Akar masalahya berangkat dari kemiskinan, kondisi yang lemah baik oleh penyakit maupun oleh keadaan, kurangnya akses baik ke kekuasaan maupun ke sumber daya, masalah gender ataupun ideologi.

Sementara itu tekanan dinamis (*dynamic pressure*) adalah suatu kondisi yangmana akar masalah (*underlying causes*) akan diperparah oleh masalah makro-sosial dan lingkungan. Masalah makro-sosial misalnya kurangnya tingkat kesadaran, pengetahuan, pendidikan, ketrampilan, pengalaman, jejaring kerjasama, koordinasi maupun kebebasan berfikir/bertindak yang kesemuaannya dapat menjadi tekanan yang sifatnya dinamis/bergerak terus (*dynamic pressure*). Tekanan-tekanan tersebut akan semakin bertambah apabila disertai dengan ledakan jumlah penduduk yang tidak terkendali, kemudian terjadi urbanisasi karena kemiskinan, kerusakan/penurunan kualitas lingkungan karena terdesak oleh kebutuhan/perubahan iklim global, kurangnya pengetahuan apalagi kalau ada unsur kesengajaan. Hal-hal tersebut semakin menambah intensitas kerentanan secara kontinu (dinamis).

Kondisi lain yang mempercepat laju kerentanan adalah apabila masyarakat yang kondisinya seperti tersebut di atas tinggal di daerah yang berbahaya, di lereng-lereng bukit yang gundul, di dekat industri-industri yang polusinya tidak terkendali, dibawah tanggul suatu dam atau bendungan dan sejenisnya. Disisi lain kerentanan juga terjadi pada rumah-rumah yang tidak memenuhi syarat secara teknis, miskin, tidak terdidik, terisolir, tidak mempunyai adat/budaya yang jelas dan seterusnya. Resiko akan besar apabila kondisi yang tidak memenuhi syarat tersebut merupakan kawasan berpenduduk padat (*exposure* nilainya besar). Kerentanan juga dapat ditimbulkan oleh kondisi psikologis misalnya kondisi mental yang kurang tidak sehat misalnya malas, masa bodoh, apatis, individualis, eksplosif, kriminal, tidak mempunyai karakter, prinsip dan kepribadian dan seterusnya. Masalah-masalah tersebut di atas akan hidup subur di negara-negara miskin atau negara-negara berkembang.

Sementara itu ancaman luar yang sifatnya berpotensi menimbulkan bencana (*disaster*) dapat disebabkab oleh banyak hal. *Disaster* itu sendiri dapat dikelompokkan menjadi 2-kelompok besar yaitu bencana alam (*natural disaster*) dan bencana akibat perbuatan manusia (*man made disaster*). Sementara itu *man made disaster* adalah bencana atau bencana alam yang dapat disebabkan/dipicu oleh perbuatan manusia misalnya penggundulan hutan, penambangan liar yang tak terkendali, pemberontakan, pemogokan nasional dan sebagainya. Sekali lagi, bencana yang besar, kerentanan yang besar dan kapasitas masarakat yang kecil akan mengakibatkan resiko bencana yang besar. Menurut Coburn dkk (1994) resiko bencana misalnya dapat dinyatakan dalam beberapa pernyataan contohnya :

25 000 lives lost over a 30 year period
75 000 houses experiencing heavily damage or destruction within 25 years
A 75 % probability of economic losses to property exceeding 50 million dollars in town X within the next 10 years
10 % of population killed by natural disaster hazard within 30 years
50 % of houses heavily damaged or destroyed in the next of 10 years

Sebagaimana disampaikan sebelumnya, akar masalah terjadinya bencana alam sangatlah bervariasi. Untuk tujuan pengurangan resiko bencana (*risk reduction*) masih banyak hal yang

harus dilakukan, memerlukan partisipasi dari semua fihak dan menjadi pola kebiasaan/ kehidupan sehari-hari.

1.4 Hubungan antara *Risk, Hazard, Vulnerability* dan *Capacity*

Pada sub-bab sebelumnya telah dibahas tentang ancaman luar (*hazard*), kerentanan (*vulnerability*), dan kesiapan masyarakat dalam menghadapi bencana (*capacity*). Sudah diketahui bahwa kejadian bencana alam maupun kerentanan tersebut disebabkan oleh banyak hal. Anatara ke-3 hal tersebut saling berkaitan satu sama lain dalam suatu resiko bencana (*risk*). Selanjutnya resiko bencana adalah produk atau dipengaruhi secara langsung oleh ancaman luar (*hazard*), kerentanan (*vulnerability*) dan kemampuan masyarakat (*capability*). Ketahanan adalah kombinasi antara kerentanan dan kapasitas. Hubungan diantara ke-3 elemen tersebut dapat disajikan dalam rumusan berikut ini (De Leon, 2006),

$$Risk = Hazard \; x \; Ketahanan = Hazard \; x \frac{Vu \ln erability \; .x \; Exposure}{Capacity} \qquad 1.1)$$

Berdasarkan hubungan tersebut di atas maka resiko akan besar apabila *hazard, vulnerability* dan *exposure* nilainya besar, sementara *capacity* nya kecil. Didalam *social risk analysis*, elemen-2 tersebut diberi bobot/kontribusi tertentu yangmana bobot *capacity* berkebalikan dengan bobot elemen-2 yang lain. Selanjutnya tiap-tiap elemen tersebut masih dibagi menjadi sub-sub elemen yang masing-masing juga diberi bobot tertentu.

Disisi lain tingginya kerentanan manusia dapat diakibatkan oleh banyak hal yang diantaranya adalah kemiskinan, keterbelakangan, semakin terbatasnya sumber daya alam, kurangnya ketrampilan dan seterusnya. Sementara itu kemampuan masyarakat (*capacity*) dalam menghadapi bencana yang rendah akan menambah resiko. Hal ini misalnya tidak adanya sistim penanganan bencana secara sistimatik, tidak ada koordinasi, tidak berpengalaman, tidak ada dana, tidak ada peralatan dan seterusnya.

1.5 Penggolongan dan Ancaman Bencana (*Hazard*)

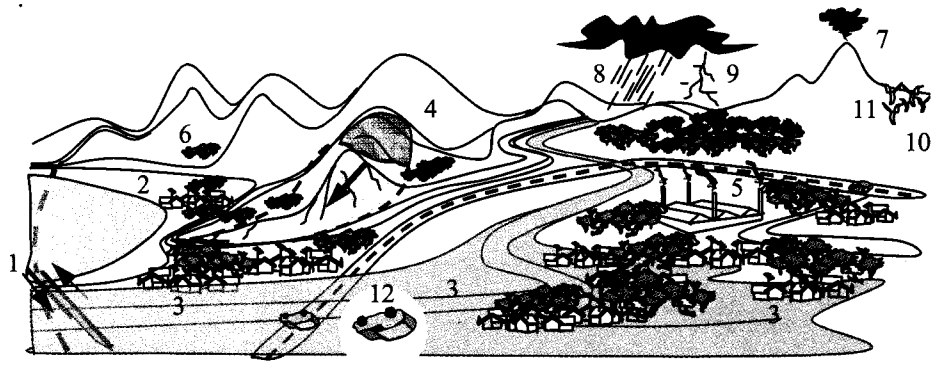
Bencana secara garis besar dapat digolongkan menjadi bencana alam (*natural disaster*) dan bencana akibat perbuatan manusia (*man made disaster*). Perbuatan manusia dapat menjadi suatu bencana misalnya gerakan separatis, pemberontakan ataupun kerusuhan, pemogokan besar yang tak terkendali. Selain itu perbuatan manusia juga dapat memicu terjadinya bencana alam misalnya pola hidup yang tidak sehat, tempat pemukiman yang tidak tepat, penggundulan hutan ataupun pembakaran hutan yang kedua-duanya dapat mempengaruhi perubahan iklim.

Perubahan iklim, baik terjadinya curah hujan yang tinggi dan lama maupun kekeringan yang berlangsung lama dapat mengakibatkan bencana banjir, tanah longsor dan kebakaran hutan. Pola hidup yang tidak sehat dapat mengakibatkan timbulnya wabah penyakit/epidemi yang juga dapat dikategorikan sebagai bencana. Tempat pemukiman yang tidak tepat juga dapat memicu terjadinya bencana, misalnya pemukiman pada lereng-lereng, pemukiman pada bantaran/ tepian sungai.

Sementara itu pengelompokan bencana menurut Hewit dan Burton (1971) dalam Anonim 2000, disajikan pada Tabel 1.1. Pada tabel tersebut tampak bahwa, hanya kategori *technologic* yang bukan merupakan bencana alam, sedangkan selainnya adalah bencana alam murni. Bencana alam murni merupakan suatu akibat dari kejadian/fenomena alam (walaupun ada yang dipicu oleh aktivitas manusia). Kejadian bencana yang sama sekali tidak dipengaruhi oleh aktivitas manusia misalnya adalah *earthquakes, volcano eruption, tornado, hurricane,* sedangkan yang lain mungkin masih dipengaruhi oleh aktivitas manusia.

Tabel 1.1 Pengelompokan Bencana (Hewit & Burton, 1971)

1. Atmospheric Single element Excess rainfall Freezing rain (glaze) Hail Heavy snowfall High wind speed Extreme temperatures	**2. Atmospheric** Combined element/events Hurricanes "Glaze" storms Thunderstorms Blizzards Tornadoes Heat/cold stress
3. Hydrologic Flood-river and coastal Wave action Draught Rapid Glacier advance	**4. Geologic** Mass-movement Landslides, Mudslides Avalanches Earthquake, Tsunami Volcanic Eruption Rapid sediment movement
5. Biologic Epidemic in humans Epidemic in plants Epidemic in animals Locust	**6. Technologic** Transport accident Industrial explosion and fires Accident release of toxic Chemical Nuclear accident Collapse of public building, dam



Gambar 1.5 Macam-macam *Natural Hazard*

1. Sesar Gempa
2. Tsunami
3. Banjir
4. Tanah longsor
5. Pencemaran udara
6. Penebangan liar
7. Letusan gunung
8. Hujan-angin
9. Petir
10. Kekeringan
11. Kebakaran hutan
12. Kecelakaan Sistimatis

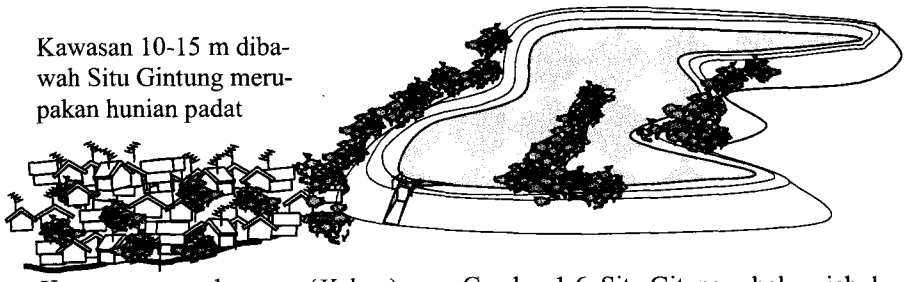
Gambar 1.5) adalah salah satu contoh ilustrasi beberapa bencana alam yang macamnya seperti ditulis di atas. Pada gambar tersebut tampak adanya sesar yang sewaktu-waktu dapat bergerak dan mengakibatkan gempa. Mengingat sesar melintas di dasar laut dangkal maka

gempa yang terjadi dapat mengakibatkan tsunami. Tanah longsor dapat terjadi karena terjadi penggundulan hutan di daerah lereng. Curah hujan yang tinggi dapat mengakibatkan banjir karena beberapa sebab misalnya gundulnya hutan, erosi dan sedimentasi sungai yang tinggi, menyempitnya sungai karena bantaran sungai menjadi tempat hunian dan seterusnya

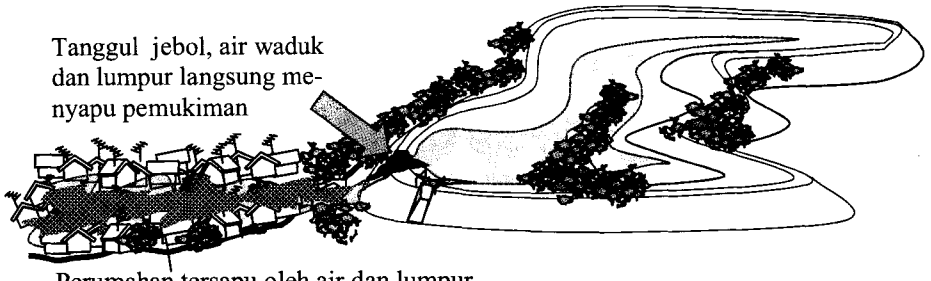
1.6 Kerentanan (*Vulnerability*)

Secara umum, kerentanan dapat meliputi berbagai hal diantaranya adalah : 1) kerentanan fisik; 2) kerentanan sosial; 3) kerentanan ekonomi; 4) kerentanan lingkungan; 5) kerentanan kultur; 6) kerentanan pendidikan; 7 kerentanan hukum & politik; 8) kerentanan teknik maupun 9) kerentanan institusi. Kerentanan-kerentanan tersebut semuanya dapat berkontribusi terhadap terjadinya bencana walaupun ada yang berpengaruh secara langsung maupun tidak langsung.

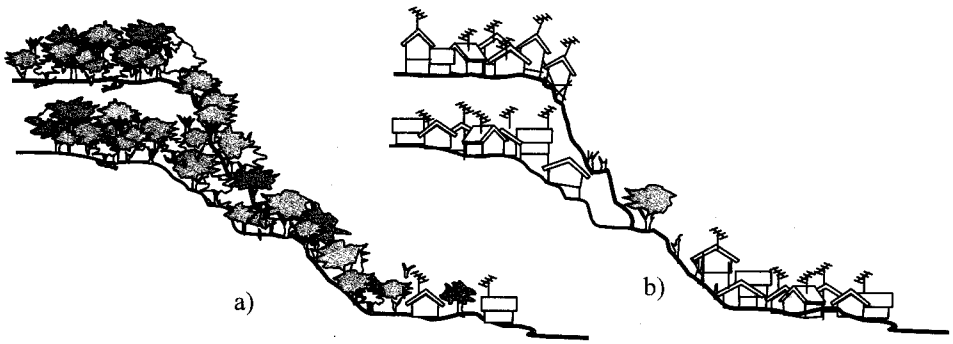
Kerentanan yang akan disajikan dalam hal ini lebih banyak bersifat kerentanan fisik. Pada Gambar 1.6) misalnya adalah suatu perumahan yang tepat langsung di bawah tanggul Situ Gintung. Lokasi perumahan berada pada elevasi 10 – 15 meter di bawah muka air maksimum. Situ Gintung pada awalnya merupakan daerah persawahan tetapi kemudian sebagian berubah fungsi menjadi daerah pemukiman (bahkan ada rumah yang dibangun di lereng luar tanggul) sehingga areal Situ yang dahulunya 31 ha sekarang tinggal 21 ha. Berubah dan menyusutnya fungsi lahan mengakibatkan erosi permukaan dan sedimentasi di waduk/bendung menjadi besar dan mengurangi daya tampung air. Dengan curah hujan yang tinggi, kondisi tanggul yang sudah berusia 75 tahun (situ dibangun Belanda th 1932-1933) dan latar belakang seperti disebut sebelumnya maka tanggul Situ Gintung jebol tanggal 27 Maret 2009 pagi hari. Air yang volumenya lebih dari 1 juta m^3 dan bercampur dengan lumpur endapan dan lumpur bekas tanggul langsung menerjang perumahan yang ada di bawahnya dan menelan korban meninggal 100 orang dan puluhan luka-luka (Gambar 1.7).



Gambar 1.6. Situ Gitung sebelum jebol



Gambar 1.7 Kerentanan Lingkungan Situ Gintung

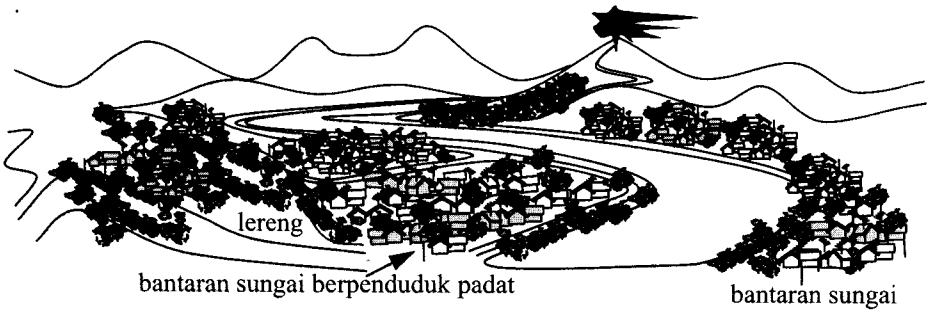


Gambar 1.8 Kerentanan lingkungan

Kasus tersebut menunjukkan bahwa perumahan yang langsung sangat dekat (*mepet* , jawa) dengan tanggul apalagi berada pada elevasi 10 meter di bawah muka air maksimum merupakan perumahan yang rentan (*vulner*) terhadap bencana dan bencana tersebut kenyataannya sudah terjadi. Masih banyak contoh-contoh kerentanan bangunan antaupun lingkungan buatan manusia yang dapat diidentifikasi disekitar kehidupan sehari-hari. Contoh ilustrasi kerentanan lingkungan misalnya seperti Gambar 1.8).

Di daerah pinggiran perkotaan atau bahkan di tengah perkotaan sering dijumpai lereng-lereng seperti yang tampak pada Gambar 1.8.a). Lereng-lereng tersebut dapat saja tebing tepian sungai ataupun memang betul-betul lereng tanah yang lebih tinggi dari sekitarnya.. Pada Gambar 1.8.a) tampak bahwa pada awalnya, pada saat jumlah dan kepadatan penduduk belum tinggi, lereng-lereng masih ditumbuhi dengan semak atau tanaman-tanaman keras yang cukup lebat. Hal ini adalah intuisi atau pengalaman nenek moyang dalam rangka melestarikan lingkungan. Seandainya ada rumah itupun hanya di tempat-tempat yang masih aman.

Namun demikian seiring dengan desakan pertumbuhan/kepadatan penduduk dan longgarnya legislasi atau longgarnya toleransi sehingga sifat permisif timbul. Sifat permisif mentoleransi aktivitas perusakan lingkungan sedikit demi sedikit dengan jalan penebangan pohon/ pembersihan semak-semak. Akibat yang lebih lanjut yang didorong oleh desakan kebutuhan tempat tinggal maka lereng yang dahulunya terkonservasi secara baik kemudian berubah menjadi pemukiman. Pemukiman berkembang secara perlahan tetapi pasti yang akhirnya menjadi pemukiman padat seperti diilustrasikan pada Gambar 1.8.b).



Gambar 1.9. Pemukiman di lereng-lereng, bantaran sungai dan lereng gunung api

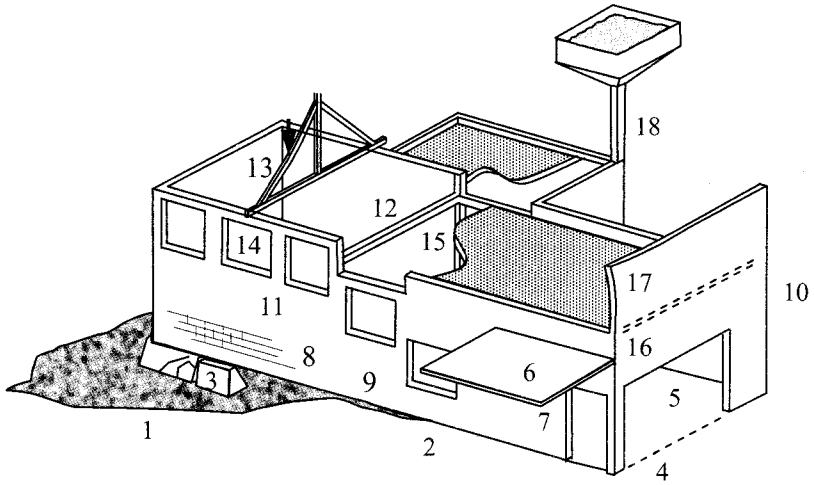
Pada Gambar 1.8.b) tampak bahwa lingkungan lembah dan lereng sudah menjadi lingkungan yang rentan terhadap bahaya tanah longsor. Hal ini terjadi karena sudah tidak ada

lagi akar-akar pohon yang saling memperkuat diri, menahan tanah dan menahan lajunya air limpasan di permukaan tanah. Kondisi seperti itu banyak dijumpai khususnya didaerah perkotaan/pinggiran perkotaan yangmana desakan peretumbuhan penduduk dan kebutuhan tempat tinggal tidak dapat dihindarkan lagi

Contoh yang lain adalah pemukian yang berada pada bantaran/tepian sungai seperti yang tampak pada Gambar 1.9). Pemukiman seperti itu akan sangat rentang terhadap banjir yang kemungkinan terjadi. Kerentanan yang lain adalah bahwa tanah di tepi sungai biasanya adalah tanah endapan yang lunak, sehingga apabila terjadi gempa bumi dapat terjadi likuifaksi dan amplifikasi percepatan tanah. Usaha-usaha mitigasi bencana untuk kondisi seperti itu jelas akan berhubungan dengan masalah sosial, ekonomi, budaya, kesadaran hukum, penegakan hukum, pengetahuan, keadilan dan sebagainya.

1.7 *Exposure*

Hahn et al.(2003) mengartikan *exposure* sebagai derajat keterbukaan pengaruh luar, misalnya kepadatan populasi orang, nilai struktur bangunan ataupun aktivitas ekonomi suatu kawasan yang kemungkinan akan menjadi korban suatu bencana. Walaupun ancaman/*hazard* besar tetapi apabila terjadi di kawasan yang berpenduduk sangat jarang, aktivitas ekonomi yang kecil. maupun bangunan yang jarang misalnya, maka resiko akibat bencana juga kecil Didalam melakukan *physical risk analysis*, kondisi *exposure* secara otomatis sudah akan tercakup karena analisis dilakukan dalam suatu kawasan tertentu.



Gambar 1.10 Kerentanan Fisik Bangunan

1. Tanah timbunan
2. Tanah lunak & keras
3. Kegagalan fondasi
4. Tanpa sloof
5. Lubang yang besar
6. Kantilever panjang
7. plat yang tipis
8. bahan yang jelek
9. lubang tak beraturan
10. tembok tinggi
11. elemen gemuk
12. balok panjang
13. kuda2 melengkung
14. kuda2 tdk diangkur
15. denah tdk simetri
16. samb.beton tak menyambung
17. mutu pelaks. Tidak baik
18. kek.& massa tdk beraturan

Kerentanan yang lain adalah kerentanan fisik bangunan seperti yang disajikan pada Gambar 1.10). Adapun kerentanan bangunan pada gambar tersebut dapat disarikan secara singkat yaitu sebagai berikut :

1. tanah timbunan mungkin belum stabil sehingga fondasi dapat turun secara setempat
2. tanah yang tidak merata kekuatannya dapat berakibat seperti butir.1,
3. fondasi yang retak/rusak dapat diakibatkan oleh butir 1 dan 2 di atas,
4. fondasi tanpa sloof berarti ikatan antar strukur bangunan/kolom menjadi lemah
5. lubang tembok yang lebar dapat mengurangi kekakuan dan kekuatan
6. kantilever panjang sangat bahaya kalau ada gempa,
7. plat yang tipis pada katilever panjang akan sangat membahayakan terhadap keamanan
8. bahan yang bermutu jelek akan mengakibatkan kekakuan dan kekuatan yang lemah
9. lubang yang tak beraturan akan memperlemah kekakuan dan kekuatan tembok,
10. tembok yang tinggi akan bahaya apabila terjadi gempa
11. elemen yang gemuk akan mengakibatkan rusak geser yang tiba-tiba, bahaya
12. balok yang panjang dan langsing akan mengakibatkan lendutan yang besar
13. kuda-2 yang melengkung akan mengganggu kestabilan/kekuatan, bahaya
14. kuda-2 tidak diangkur akan lepas bila terjadi gempa bumi, bahaya
15. denah yang tidak simetri akan mengakibatkan puntir pada saat terjadi gempa
16. beton yang tidak saling sambung akan memperlemah struktur, bahaya
17. mutu pelaksanaan yang tidak baik akan memperlemah kekuatan struktur, bahaya
18. kekakuan dan massa yang tidak beraturan akan berbahaya bila terjadi gempa bumi

1.8 Kapasitas dan Ketahanan Masyarakat (*Capacity of Society*)

Menurut Anonim 2007, kapasitas (*capacity*) yang ada di dalam masyarakat juga dapat terjadi disetiap jenis kerentanan, misalnya pada aspek-aspek sosial, fisik, ekonomi maupun lingkungan. Ketahanan masyarakat yang dimaksud adalah suatu kondisi yangmana suatu individu, kelompok, organisasi, institusi dan masyarakat luas secara bersama-sama meningkatkan kemampuannya untuk menfungsikan diri, menentukan target dan tujuan serta berusaha menyelesaikan masalah dalam menghadapi bencana alam.

Kapasitas dalam menghadapi bencana secara umum ada 3-kelompok besar yaitu : 1) kapasitas individual; 2) kapasitas institusi dan 3) *enabling capacity* (*policy, strategy* dll). Sebagian besar elemen-elemen yang ada pada Manajemen Kebencanaan adalah bersifat kapasitas. Oleh karena itu untuk meningkatkan kapasitas utamanya adalah meningkatkan kapasitas institusi (*hardware:* organisasi, program, semua sumber daya, kerjasama, koordinasi), fungsi aparat pemerintah (*software* : *policy, strategy, planning*, mekanisme, prodesur dll). Untuk dapat menurunkan resiko, maka unsur kapasitas harus ditingkatkan. Dengan definisi seperti itu maka kapasitas masyarakat dalam menghadapi bencana akan mencakup 3-hal pokok yaitu :

1. **Pengembangan Sumber Daya Manusia (SDM)**

   Pengembangan yang dimaksud adalah pengembangan diri secara individual atau kelompok meliputi kepemimpinan lokal (*community leader*), *social capital/local wisdom*, mengenai pengetahuan, pemahaman, ketrampilan ataupun akses informasi secara efektif dalam rangka menghadapi bencana. Banyak usaha yang perlu dilakukan oleh Badan Penanggulangan Bencana mulai dari ajakan kepada masyarakat untuk bersama-sama menghadapi bencana, pemberian informasi, penyadaran, *training*, pelatihan, pendampingan maupun mengembangkan jejaring kerjasama.

2. **Pengembangan Organisisi**

   Pengembangan organisasi mulai dari pembentukan organisasi, pengisian organ organisisi yaitu perencanaan program, penyediaan semua sumber daya (SDM, fasilitas, peralatan, finansial, teknologi) untuk melaksanakan program yang kemudian diteruskan dengan

evaluasi, monitoring dan *feedback*. Termasuk di dalam pengembangan organisasi juga melakukan koordinasi dengan institusi dalam maupun luar .

3. Pengembangan *Enabling Capacity*

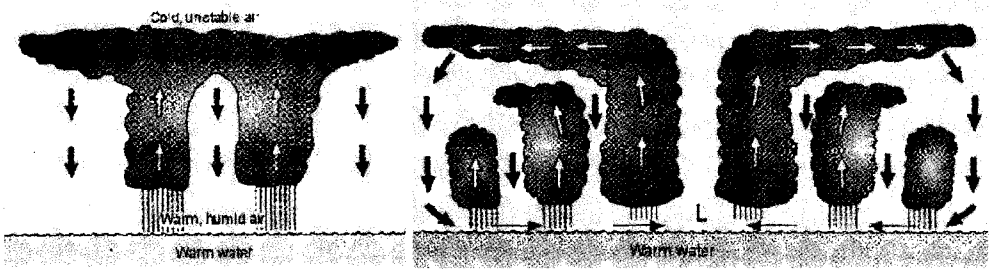
Maksudnya adalah penyusunan segala macam perangkat kaidah, hukum, regulasi, aturan, sangsi, konvensi dan sejenisnya yang diperlukan dalam rangka menghadapi bencana. Disamping itu juga adanya *policy, strategy,* mekanisme, prosedur dll.

Banyak hal yang harus dikerjakan sebagai usaha peningkatan kemampuan masyarakat dalam menghadapi bencana. Sebagaimana disampaikan sebelumnya setiap aspek kerentanan (sosial, fisik dll) terdapat di dalamnya nilai positif yang dapat menjadi *capacity*. Di dalam pengembangan dan pendayagunaan *capacity* maka pendekatan kearifan lokal */local wisdom* sangatlah penting.

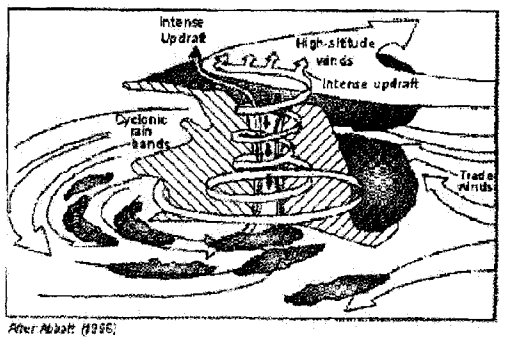
1.9 Karakter dan Sifat Macam-macam Bencana Alam

1.9.1 Hurricance (*Tropical Cyclone*)

Hurricance adalah suatu topan yang berbentuk pusaran angin tropis (*tropical cyclone*) atau suatu pusaran sistim cuaca (*circulation*) yang dimulai dari adanya temperatur air tropis yang hangat kemudian dikombinasikan dengan proses atmosper yang kompleks, tumbuh menjadi pusaran angin yang membesar dengan kecepatan yang tinggi dan akhirnya pudar. *Hurricane* dibeberapa tempat juga disebut sebagai suatu *typhon*. Arah pusaran *hurricance* akan berlawanan dengan putaran jarum jam untuk daerah di utara katulistiwa, dan arah sebaliknya untuk di selatan katulistiwa. Menurut data dari The National Hirricance Centre, Miami Florida USA bahwa *hurricance* sering mengakibatkan kerugian besar baik kerugian harta benda maupun nyawa manusia



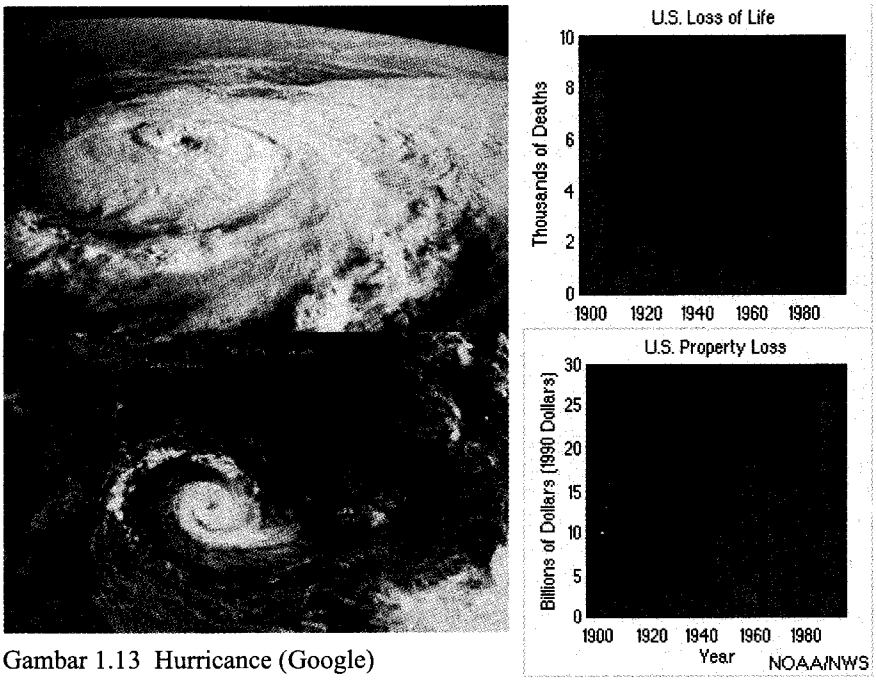
Gambar 1.11 Awal mula terjadinya *hurricane* (Nelson, 2006)



Gambar 1.12 Struktur Hurricane (Nelson, 2006)

Syarat dan proses terjadinya *huricance* secara singkat (Nelson, 2006) :

1. Ada samudera yang lapisan airnya (> 50 m) cukup hangat (> 26,5° C),
2. Atmosper di atasnya yang cukup dingin dan mempunyai kadar uap air yang cukup yang berpotensi terjadinya *convection*,
3. Uap air laut yang cukup hangat berinteraksi dengan atmosper di atasnya yang dingin, terjadi kondensasi, pelepasan energi panas, udara panas mengembang, selanjutnya mengurangi tekanan udara di permukaan air. Akibatnya terjadi sirkulasi angin, pusaran angin dan disertai dengan hujan. Proses berlanjut terus dan pusaran angin tersebut dapat terus berkembang menjadi peristiwa yang kompleks sebagaimana disajikan pada Gambar 1.12 (Nelson, 2006) yang akhirnya menjadi *hurricane* .



Gambar 1.13 Hurricance (Google)

Gambar 1.13) adalah salah satu contoh *hurricance* di daerah utara dan selatan katulistiwa (pusaran angin berlawanan dan searah dengan arah putaran jarum jam) hasil foto satelit dan contoh korban harta benda dan nyawa yang diakibatkan oleh *hurricance* sejak tahun 1900. Tampak pada gambar tersebut bahwa korban harta benda semakin membesar dari tahun ketahun. Kemajuan teknologi untuk peringatan dini membuat korban manusia cenderung turun dari tahun ketahun. Hal-hal yang berhubungan dengan *hurricance* adalah seperti di Tabel 1.2.

Sebagaimana gempa bumi, kecepatan angin akibat *hurricance* juga dapat dibuat skala seperti yang dirumuskan oleh Saffir dan Simpson (1969). Singkatnya skala-1, kecepatan angin antara 74 - 95 mph tidak akan membuat kerusakan pada bangunan; skala-2, kecepatan angin antara 96 - 110 mph dapat merusakkan material atap, pintu maupun jendela; skala-3 dengan kecepatan angin 111-130 mph dapat merusakkan struktur rumah tinggal sederhana; Skala-4 dengan kecepatan angin 131-155 mph dapat merusakkan struktur atap secara total pada bangunan sederhana; skala-5 dengan kecepatan angin lebih besar daripada 155 mph yangmana

bangunan sederhana maupun bangunan industri dapat rusak total. Untuk kecepatan angin pada umumnya dipakai *Beaufort Wind Scale* yang didalamnya terdapat 12-skala.

Tabel 1.2 Hal-hal yang berhubungan dengan *Hurricane*

1	Fenomena penyebab	Uap air laut yang hangat berinteraksi terus menerus dengan atmosper yang dingin, dan terjadinya *convection flow* di atmosper yang diikuti dengan gaya-inersia rotasi pusaran angina (*hurricane*).
2	Karakteristik	Pusaran angin dan hujan yang mencapai daratan akan menyebabkan kerusakan bangunan, banjir dan tanah longsor
3	Daya rusak	Kecepatan pusaran angin dan luasan pusaran
4	Tipe Kerusakan	Kerusakan bangunan, menara, kabel listrik, saluran air, gas, telepon akibat angin, banjir dan tanah longsor. Kerusakan tanaman, tumbuh-2an,
5	Tipe Kerentanan	Struktur tidak memenuhi syarat kekuatan oleh banyak sebab, Pemukiman di zona tak memenuhi syarat oleh banyak sebab Struktur yang relative sudah tua,
6	*Predictability*	*Hurricane* dapat dipresiksi, tetapi keakuratan lokasi kejadian baru dapat diprediksi beberapa jam sebelum kejadian
7	*Post Disaster*	*Relief and rescue, emergency shelter, medical assistance, water purification, logistics, communication, need assessment*
8	*Prevention, Risk Reduction*	*Hazard and vulnerability mapping, Risk assessment,* *Reduction of structural, environmental vulnerability* *Land use control,*
9	*Mitigation*	*Community awareness, education, training* *Strengthening the existing structure, capacity building*

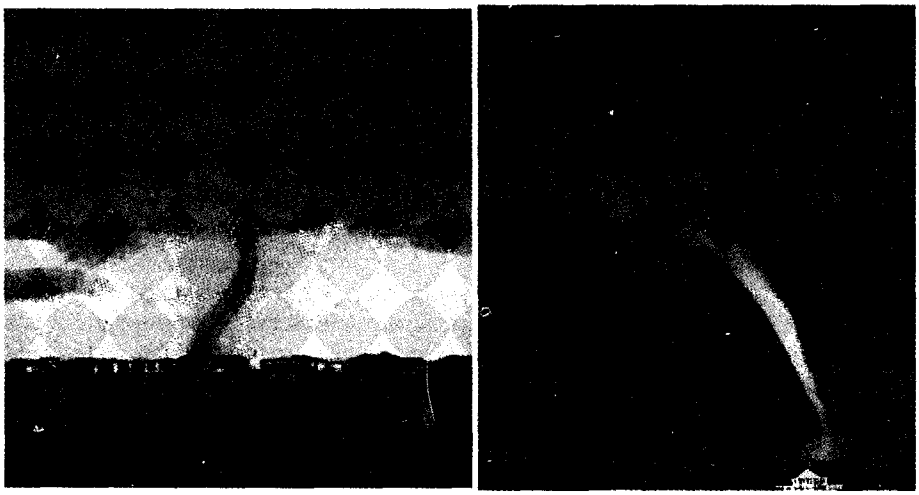
Data mulai dari tahun 1900 menunjukkan bahwa *hurricane* di Atlantik Utara hampir dapat dipastikan terjadi setiap tahun dan diberi nama bermacam-macam (Wikipedia, 2009). Nama-nama tersebut mulai dari Ana, Bill, Claudette, Danny, Erika, Fred, Grace, Henri, Ida, Joaquin, Kate, Lary, Mindy, Nicolas, Odette, Peter, Rose, Sam, Teresa, Victor, Wanda. Nama-nama tersebut dapat di nonaktifkan dan diaktifkan kembali berdasarkan kebutuhan.

Berdasarkan hukum Buys Ballot I, angin akan bertiup dari tempat yang tekanan udaranya tinggi (suhu rendah) ke tempat yang tekanan udaranya rendah (suhu tinggi). Sedangkan hukum Buys Ballot-II mengatakan bahwa, di sebelah utara katulistiwa arah angin akan dibelokkan ke kanan sedangkan di sebelah selatan katulistiwa angina akan dibelokkan ke kiri.

Tempat-tempat yang air lautnya relatif hangat akan mengakibatkan uap air yang lebih banyak. Uap air yang banyak pada ketinggian tertentu akan mengalami kondensasi dan terjadilah proses transfer panas (*heat-transfer*), atau akan dilepaskan panas latent pada proses komdensasi tersebut. Proses selanjutnya adalah terbentuknya efek inersia ***Coriolis*** yaitu adanya ***gaya-inersia rotasi*** yang arahnya berlawanan dengan arah gerakan angin di permukaan laut. Oleh karena itu di belahan bumi utara, arah angin di permukaan laut berotasi kekanan tetapi gaya inersia rotasi di atas yang kemudian disebut *hurricane* akan berotasi ke kiri . Untuk belahan bumi selatan arah-arah angin dan pusaran *huriricane* yang terjadi akan berlawanan dengan di belahan bumi utara, sebagaimana tampak pada Gambar 1.12) dan Gambar 1.13). Hukum Coriolis yang bermuara pada pusaran gaya inersia tersebut akan semakin mengecil di daerah katulistiwa. Oleh karena itu *hurricane* tidak akan terjadi di Indonesia, karena *hurricane* pada umumnya terjadi pada garis lintang $> 10^{o}$ di utara dan di selatan katulistiwa.

1.9.2 *Cyclone* dan *Tornado*

Menurut Mc Graw Hill Concise Encyclopedia of Science and Technology (1984), *cyclone* adalah suatu sistim sirkulasi atmosper yangmana suatu pusaran angin terjadi pada sumbu vertikal. Umumnya pusaran angin akibat *cyclone* berputar searah dengan jarum jam pada belahan bumi selatan dan berlawanan dengan putaran jarum jam pada belahan bumi utara. Akibat adanya putaran bumi dan ketidakstabilan hidrodinamik lautan akan mengakibatkan gangguan cuaca yang seterusnya akan timbul *cyclone*. Di beberapa negara yang berbatasan langsung dengan samudera Pasifik dan Atlantik sering terjadi baik *cyclone* maupun *typhon*. Pada skala yang besar *cyclone* dapat menjadi bencana lokal maupun nasional suatu negara. Banyak fihak yang mengatakan bahwa *hurricane* adalah salah satu bagian/tipe dari *cyclone*.



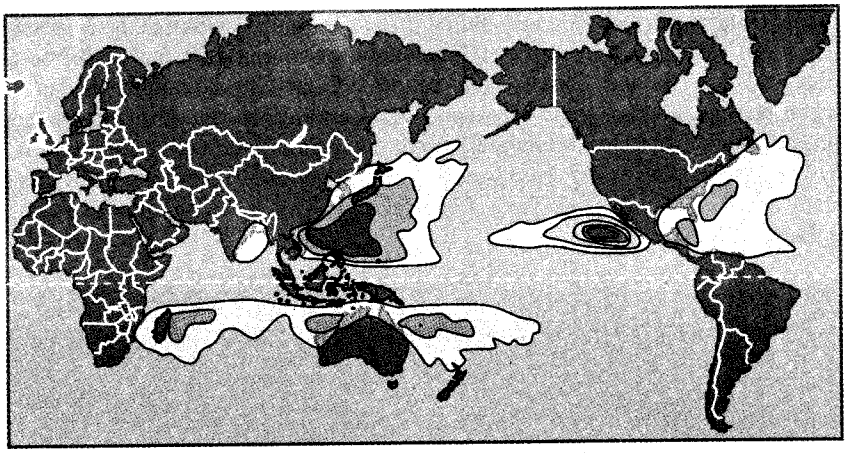
Gambar 1.14 Tornado [Google.co.id]

Sementara itu menurut *Natural Disaster* Wikipedia, tornado dapat terbangun dari *thunderstorm* (hujan angin puyuh) maupun dari *hurricane*. Istilah *tornado* sendiri dari bahasa Spanyol *tornar* yang berarti pusaran, sehingga tornado merupakan konsentrasi pusaran angin yang mempunyai kecepatan ratusan mil/jam dan tampak adanya ekor pusaran angin/air hujan sebagaimana tampak pada Gambar 1.14). Data menunjukkan bahwa tornado umumnya terjadi setelah lepas siang hari sampai malam.

Sebagaimana dijelaskan sebelumnya pusaran angin yang berawal dari hukum Coriolis hanya akan terjadi pada daerah dengan garis lintang > 10°, sehingga *tropical cyclone* (disebut *typhoons* untuk di samudera pasific utara dan disebut *hurricane* pada daerah samudera Atlantik) tidak akan terjadi di Indonesia. Gambar 1.15) adalah lokasi-lokasi yang sering terjadi hurricane maupun tornado (Zilman, 1999 dalam Ingleton, 2000).

Proses kejadian tornado hampir sama dengan *hurricane* yaitu interaksinya antara uap air hangat dan dingin pada atmosfir yang akhirnya membentuk pusaran angin/air sebagai akibat dari *convection flow*. Tornado hanya terjadi pada tempat-tempat tertentu sebagaimana tampak pada Gambar 1.15). Tempat-tempat yang dimaksud utamanya adalah di Amerika Serikat (USA) yang umumnya terjadi antara bulan Maret sampai Oktober. Tornado lebih banyak terjadi dibanyak negara atau kawasan dibanding dengan Hurricane,

mulai dari USA, Eropa, Asia, Amerika Selatan maupun Australia. Data kejadian Tornado di kawasan-kawasan tersebut secara rinci dapat diperoleh lewat situs Wikipedia.

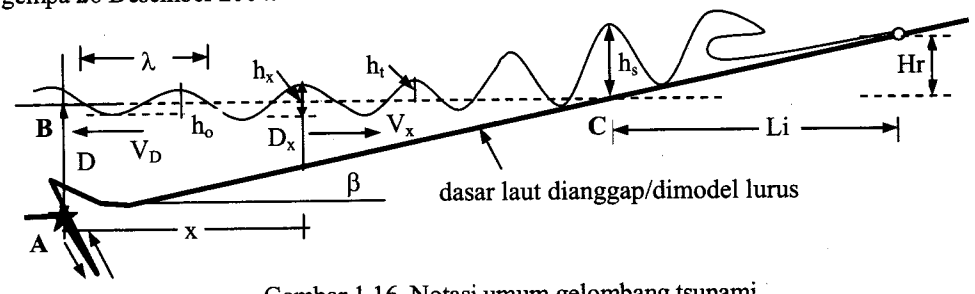


Gambar 1.15 Daerah-daerah ancaman angin cyclone (Zilmar,1999 dalam Ingleton, 2000).

1.9.3 Tsunami

Tsunami adalah peristiwa merambatnya gelombang air laut secara radial (*radially spreading*). Gelombang air laut tersebut umumnya dipicu oleh adanya peristiwa impulsif yang berskala besar pada dasar laut, misalnya timbulnya patahan tiba-tiba (*fault*) akibat gempa bumi. *Fault* yang menyebabkan terjadinya tsunami pada umumnya adalah *reverse fault* dengan sudut yang cukup besar. Timbulnya *fault* akan menyebabkan peristiwa impuls terhadap air laut. Energi akibat peristiwa impuls kemudian diubah/diteruskan dalam bentuk gelombang air dan merambat sampai permukaan laut. Tsunami akibat gempa akan terjadi apabila ; 1) terjadi *dip-slip* dengan sudut cukup besar (bukan *trust fault*) ; 2) *fault* terjadi didasar laut yang cukup dangkal dan 3) gempa cukup besar (M > 6,5).

Gelombang air yang timbul umumnya mempunyai periode getar T yang sangat besar (frekunesi rendah), gelombang yang panjang dan amplitudo yang relatif kecil. Sesuai dengan sifat fisika bahwa pada gelombang yang mempunyai frekuensi rendah, maka absorbsi energi gelombang akan sangat kecil. Oleh karena itu gelombang air tsunami dapat merambat sangat jauh dan hanya kehilangan energi yang sangat kecil, sehingga dapat merambat sampai antar benua. Tsunami besar misalnya terjadi pada gempa Chile (1969) yang gelombang airnya merambat sampai Jepang. Tsunami dengan korban terbesar adalah tsunami di Aceh akibat gempa 26 Desember 2004.



Gambar 1.16. Notasi umum gelombang tsunami

Menurut banyak sumber, kejadian tsunami dimodel sebagai suatu aliran air dangkal. Hal ini terjadi karena panjang gelombang λ (dapat ratusan km) jauh lebih panjang daripada kedalaman ait laut D (kisaran beberapa km). Apabila kecepatan air tsunami di laut lepas adalah V_D, maka secara pendekatan kecepatan gelombang tsunami dapat dihitung dengan (Bryant, 2008),

$$V_D = \sqrt{g.D} \qquad 1.2)$$

yangmana g dan D berturut-turut adalah percepatan gravitasi dan kedalaman air laut.

Sebagai contoh, apabila kedalaman air laut 4000 m, maka kecepatan gelombang tsunami V $= \sqrt{}(9{,}8.(4000) = 198$ m/dt = 713 km/jam yaitu setara dengan kecepatan pesawat terbang.

Pada Gambar 1.16) dasar laut dari titik A ke tepi pantai di titik C dianggap merupakan garis lurus, sehingga dari titik A ke titik C kedalaman air laut secara berangsur-angsur berkurang secara linier. Pada jarak x dari titik A maka kedalaman air laut menjadi Dx. Dengan demikian kecepatan gelombang tsunami dititik x, V_x tersebut akan menjadi,

$$V_x = \sqrt{g.D_x} \qquad 1.3)$$

Berdasarkan pers.1.3) tersebut dapat dimengerti bahwa kecepatan gelombang tsunami akan semakin berkurang saat menuju daratan. Sementara itu beberapa sumber mengatakan bahwa terdapat hubungan antara tinggi gelombang di laut lepas h_o, tinggi gelombang yang menuju pantai h_s, kecepatan gelombang di laut lepas V_D dan kecepatan gelombang pada jarak x dari sumber menuju pantai V_x, melalui suatu hubungan,

$$\frac{h_x}{h_o} = \left(\frac{V_D}{V_x}\right)^{0.5} \qquad 1.4)$$

Kecepatan gelombang tsunami di laut lepas V_D dapat dihitung, kecepatan gelombang tsunami di tepi-pantai V_x dapat diambil minimum misal 1 m/dt, tinggi gelombang tsunami di laut lepas h_o juga dapat di perkirakan. Oleh karena itu tinggi gelombang tsunami di tepi-pantai h_x akan menjadi,

$$h_x = \left(\frac{V_D}{V_x}\right)^{0.5} h_o \qquad 1.5)$$

Apabila dianggap sebagai *solitary wave* tinggi capaian gelombang tsunami atau tsunami *run-up* dapat dihitung dengan rumus pendekatan (Synolakis,1991;Bryant , 2009) ,

$$H_r = 2.83.(\cot\beta)^{0.5}\, h_t^{1.25} \qquad 1.6)$$

Yangmana h_t adalah setengah tinggi gelombang total (lihat Gambar 1.16). Selanjutnya bila tinggi gelombang di *shore-line* adalah h_s, maka jangkauan capaian gelombang tsunami di daratan (*tsunami innundation*) dapat dihitung dengan,

$$L_i = \frac{h_s^{1.33}}{n^2} k \qquad 1.7)$$

Yangmana k adalah suatu konstanta yang nilainya k = 0.06, n adalah koefisien Manning yaitu n = 0,015 untuk tepian pantai yang relatif datar, n = 0.03 untuk tepian pantai yang ada bangunan-bangunan dan n = 0.07 untuk tepian pantai yang bergelombang dan bersemak.

Sebagai contoh, bila V_D = 140 m/dt, h_o = 1.5 m dan Vs = 1 m/dt, maka dengan menggunakan pers. 1.5) nilai h_s = 17.65 m. Selanjutnya bila $\beta = 0.95^o$ dan h_t = 0.90 maka dengan menggunakan pers. 1.6), tinggi run-up Hr ≈ 18.99 m. Selanjutnya apabila tepi pantai dianggap relatif datar (n = 0.015) maka jangkauan gelombang tsunami Li ≈ 12249 m.

Frekuensi sudut gelombang air dangkal ω(k) menurut Anonim [ ] dapat dihitung dengan ,

$$\omega(k) = \sqrt{g.k.\tanh(k.d)} \qquad 1.8)$$

yangamana g adalah percepatan gravitasi, k adalah *wave vector* dan d adalah kedalaman air laut.

Wave vector k dapat dihitung dengan menggunakan persamaan,

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} \qquad 1.9)$$

yangmana λ adalah panjang gelombang tsunami.

Di beberapa literatur terdapat hubungan empiris antara kecepatan gelombang tsunami di laut bebas V_d dengan panjang gelombang λ sebagaimana tampak pada Tabel 1.3. dan digambar pada Gambar 1.17).

Berdasarkan hubungan empiris tersebut antara kecepatan gelombang V_d dan panjang gelombang λ dapat dihubungan dengan persamaan,

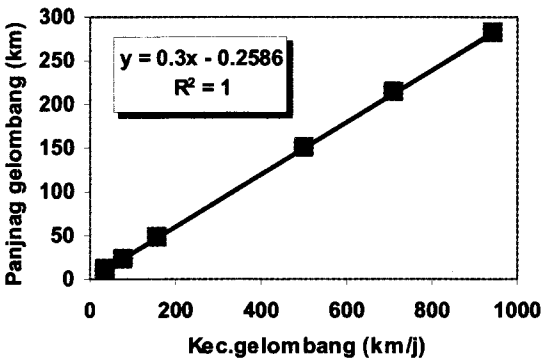
$$\lambda = 0{,}3.V_d - 0{,}2586 \qquad 1.10)$$

Menurut prinsip dinamika, periode gelombang T dapat dihitung dengan ,

$$T = \frac{2.\pi}{\omega(k)} = \frac{\lambda}{V_d} \qquad 1.11)$$

Tabel 1.3 V_d vs λ (Liu et al.(2007)

Vd (km/jam)	λ (km)
36	10.6
79	23
159	48
504	151
713	213
943	283

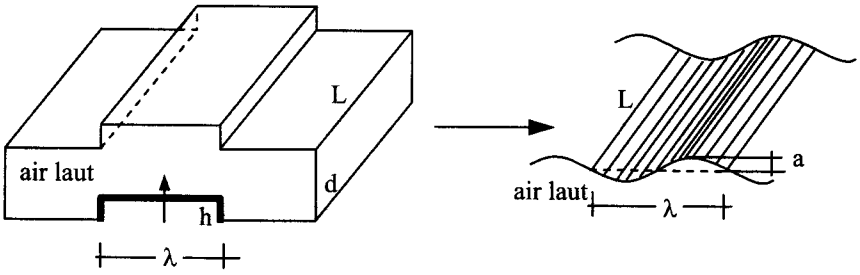


Gambar 1.17 Plot V_d lawan λ

Sebagai contoh apabila kedalaman air laut d = 4500 m, maka kecepatan gelombang tsunami V_d = 756 km/jam. Panjang gelombang menurut pers. 1.10) akan menjadi λ = 226,54 km. Selanjutnya frekuensi sudut gelombang ω(k) = 0,00544 rad/dt dan periode gelombang T akan menjadi T = 19,23 menit.

Lautrup (2005) menggunakan model yang dinamakan "*waterberg*" untuk mengestimasi energi yang terkandung dalam air yang tertekan langsung oleh gerakan *reverse slip* dan energi

yang terkandung dalam gelombang tsunami. Model "*waterberg*" yang dimaksud adalah sebagaimana yang tampak pada Gambar 1.18),



a) model "waterberg" b) gelombang tsunami di laut bebas

Gambar 1.18. Model "*waterberg*" (Lautrup, 2005)

Lautrup (2005) memodel "*waterberg*" dengan mengacu pada energi yang dilepaskan oleh gempa Aceh 26th Desember 2005 kira-kira sebesar $E_g = 2.10^{18}$ Joule (1 Joule = 1 Nm = 10^7 dyne cm). Apabila lempeng selebar λ dan sepanjang L bergerak secara tiba-tiba ke atas (*reverse fault*) maka akan mendorong masa air sedalam d ke arah atas seperti yang tampak pada Gambar 1.18.a). Mengingat gerakan *reverse fault* sangat cepat dan singkat, maka Lautrup (2005) mengasumsikan hanya energi potensial yang akan masuk/terkandung dalam massa air. Massa air M_a yang dimaksud sebesar,

$$M_a = \rho.\lambda.h.L \qquad 1.12)$$

yangmana ρ adalah berat volum air, λ adalah lebar, h adalah tinggi "offset' dan L adalah panjang.

Energi potensial akibat tersodoknya massa air oleh *reverse fault* akan menjadi,

$$E_1 = M_a.0{,}5.h = 0{,}5.\rho.\lambda.h^2.L \qquad 1.13)$$

Apabila diambil pendekatan λ = 150 km, L = 1200 km, h = 5 m dan ρ = 1000 kg/m^3, maka akan diperoleh $E_1 = 2{,}25.10^{16}$ J. Lautrup (2005) mengatakan bahwa energi yang terkandung dalam massa air yang tersodok oleh massa batuan E_1 tersebut kira-kira sama dengan 1 % dari energi yang dilepaskan oleh gempa Aceh (2004) yaitu sebesar $E_g = 2.10^{18}$ J.

Selanjutnya energi sebesar E_1 akan menjalar ke segala arah khususnya pada arah yang tegak lurus arah *reverse fault*. Apabila diambil pias gelombang tsunami di laut bebas dengan lebar sebesar λ = 150 km, sepanjang L = 1200 km dan tinggi gelombang air tsunami di laut bebas sebesar a = 1,5 m, maka energi yang terkandung dalam pias gelombang tersebut akan sebesar,

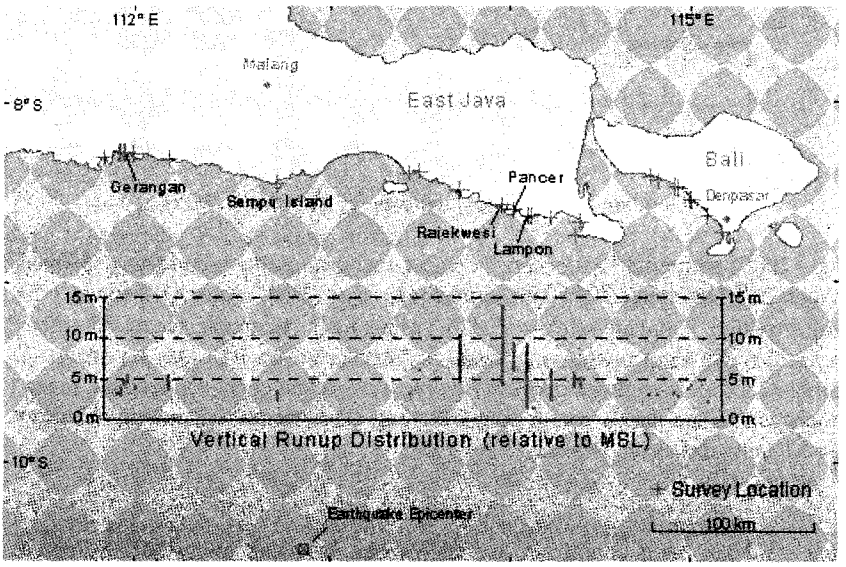
$$E_2 = 0{,}5.g.\lambda.L.a^2 = 2{,}025.10^{15}\ J$$

Hal tersebut berarti bahwa energi yang terkandung dalam 1-pias gelombang dengan ukuran seperti di atas kira-kira adalah 10 % dari energi E_1. Persoalan berikutnya adalah berapa energi yang terkandung dalam gelombang air yang sampai di tepi pantai/daratan saat terjadi tsunami.

Gambar 1.19) menyajikan contoh distribusi *run-up* (menjulurnya air tsunami ke daratan) pada gempa yang terjadi di selatan Jawa Timur tanggal 3 Juni 1994 (Anonim, 1994).

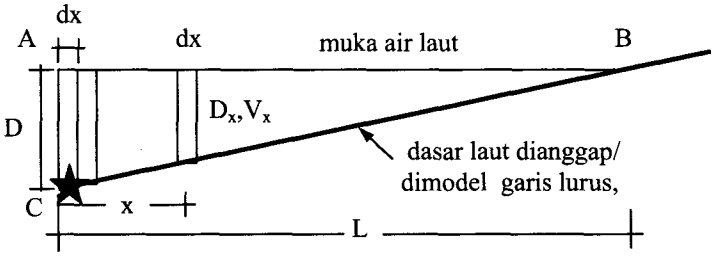
Persoalan yang sangat sering dijumpai diantaranya adalah mekanisme gempa seperti apa yang akan mengakibatkan tsunami dan berapa lama gelombang tsunami akan sampai di daratan. Mekanisme kejadian gempa yang akan mengakibatkan tsunami diantaranya adalah :

a. Magnitudo gempa cukup besar, biasanya M > 6,5
b. Gempa terjadi di laut dangkal,
c. Mekanisme kejadian gempa utamanya adalah tipe *dip-slip* (sebagian di *strike-slip*)
d. *Dip angle* cukup besar



Gambar 1.19 Tsunami di selatan Jawa Timur [Anonim, 1994]

Persoalan yang timbul adalah kejadian gempa ada di dasar laut, mekanisme kejadian gempa tidak dapat diketahui secara cepat. Salah satu caranya adalah dengan mengenali tipe rekaman gelombang gempa, karena gelombang gempa cepat terekam oleh alat. Sedangkan berapa lama gelombang tsunami akan mencapai daratan, maka secara sederhana dapat diperoleh dengan analisi 1-dimensi seperti yang dijelaskan melalui model berikut ini.



Gambar 1.20 Model pantai

Misalnya episenter gempa di titik A dan mempunyai jarak ke pantai B sebesar L, dan kedalaman gempa sebesar D, dasar laut BC dianggap/dimodel lurus. Potongan A-B dibagi menjadi pias-pias kecil sepanjang dx. Kedalaman air pada jarak x dari episenter menjadi,

$$D_x = \left\{1 - \frac{x}{L}\right\} D \qquad 1.14)$$

Kecepatan gelombang tsunami sesuai dengan pers. 1.2) menjadi,

$$V_x = \sqrt{g.D_x} \qquad 1.15)$$

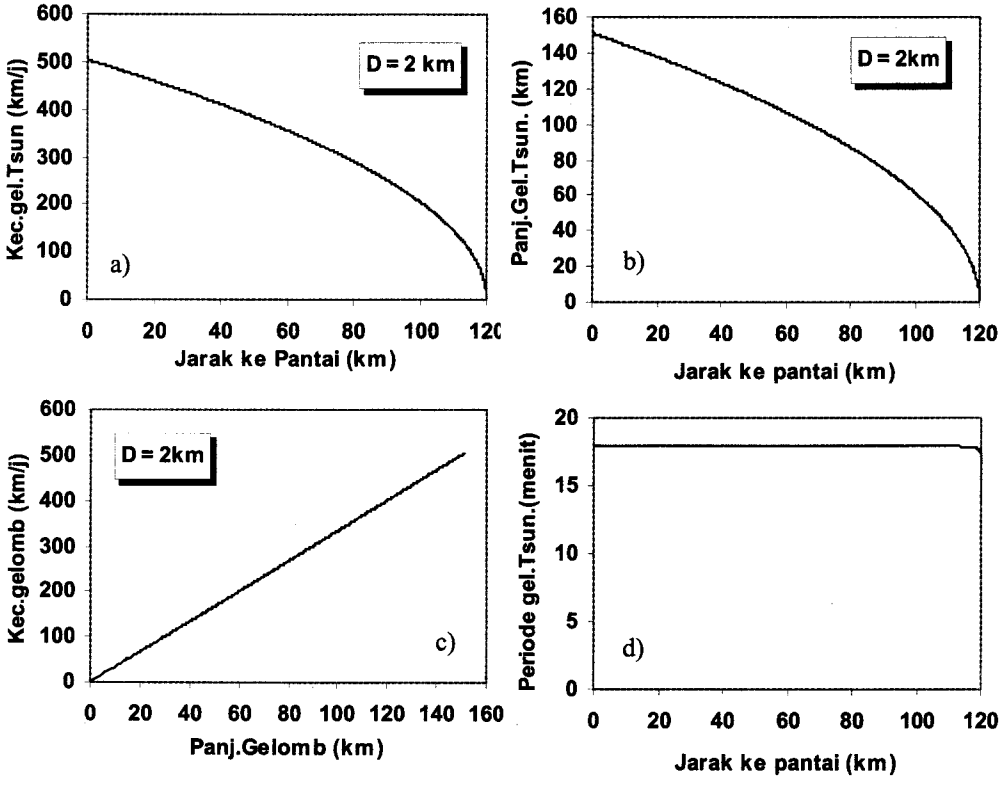
Waktu yang diperlukan gelombang untuk melintas setiap pias dx, Δt akan menjadi,

$$\Delta t = \frac{dx}{V_x} \qquad 1.16)$$

Waktu total T yang diperlukan gelombang tsunami sampai di daratan secara numerik (jumlah pias i = 1,2,3,.....n) akan menjadi,

$$T = \sum_{i=1}^{n} \Delta t_i \qquad 1.17)$$

Durasi yang diperlukan gelombang tsunami untuk mencapai daratan juga dapat dihitung dengan cara analitik, sebagaimana disajikan oleh Marchuk (2009). Sebagai contoh gempa Aceh, L = 120 km, D = 2 km diambil dx = 0,1 km, maka dengan menggunakan pers.1.16) dan pers.1.17) waktu yang diperlukan oleh gelombang tsunami mencapai daratan secara numerik adalah selama 29,975 menit.

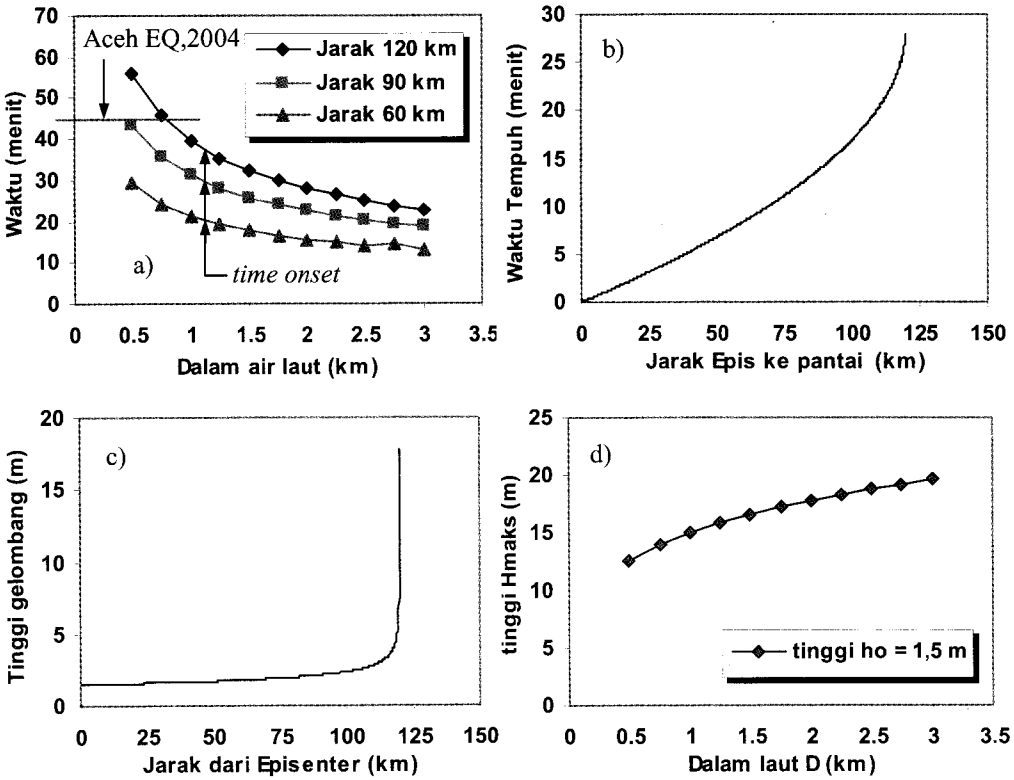


Gambar 1.21. Kecepatan, panjang dan periode gelombang tsunami

Gambar 1.21.a) adalah kecepatan gelombang tsunami yang menuju pantai yang dalam hal ini jarak episenter ke garis pantai L = 120 km dan tinggi air laut di episenter D = 2 km. Sebagaimana disajikan pada pers.1.3) dan pers. 1.15) pada kasus air dangkal, kecepatan gelombang tsunami merupakan fungsi dari dalam air laut kearah pantai. Dengan anggapan dasar laut yang menuju pantai merupakan garis lurus maka tampak pada gambar bahwa semakin mendekati pantai maka kecepatan gelombang tsunami akan semakin kecil.

Selanjutnya dengan menggunakan persamaan empiris sebagaimana ditunjukkan pada pers.1.10) maka hubungan antara panjang gelombang λ dan jarak ke arah pantai adalah seperti disajikan pada Gambar 1.21.b). Tampak bahwa perubahan panjang gelombang menurut jarak mengikuti bangun perubahan kecepatan terhadap jarak. Pada kedalaman air laut D = 2 km,secara empirik tsunami mempunyai panjang gelombang λ = 150,94 km.

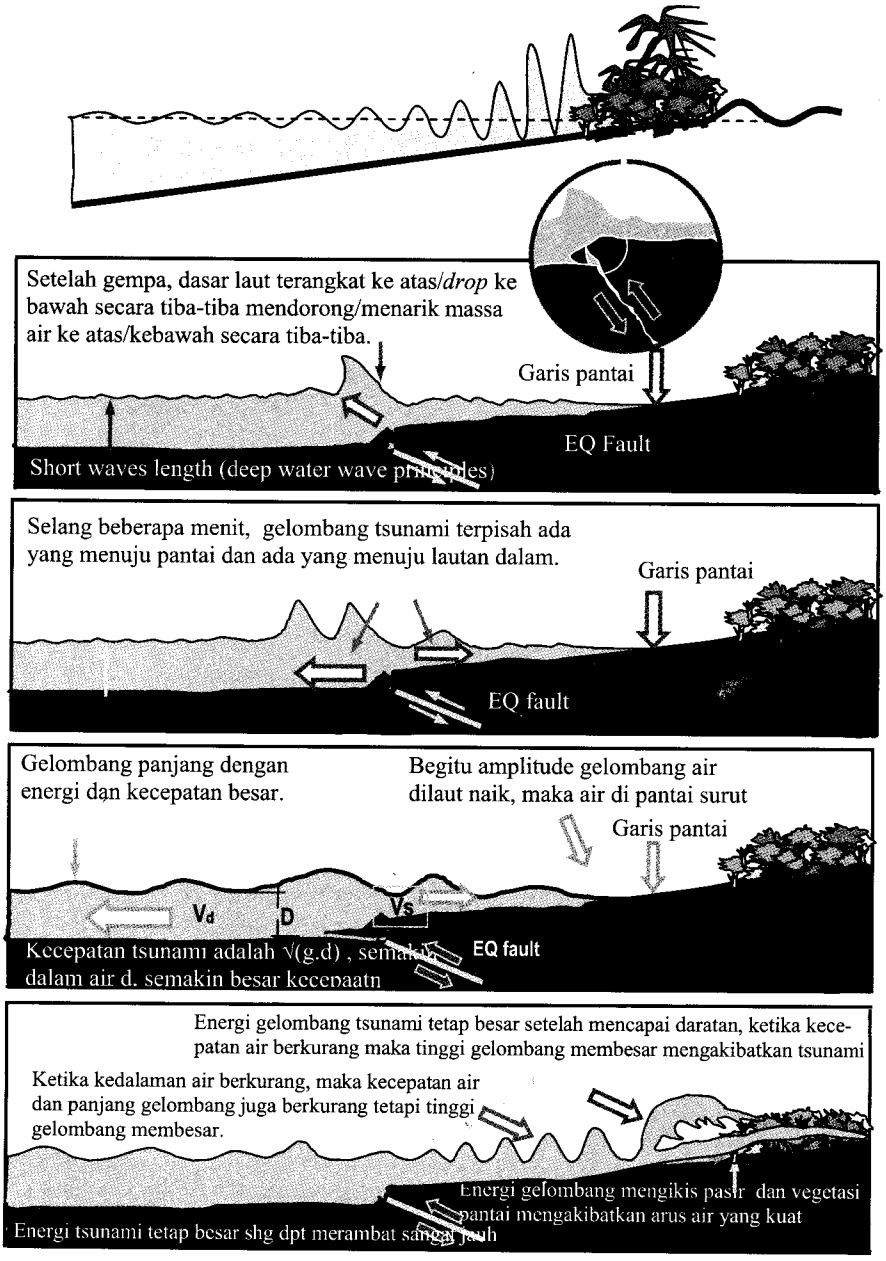
Gambar 1.21.c) adalah plot antara panjang gelombang dengan kecepatan gelombang. Mengingat hubungan tersebut dihitung menurut pers.1.10) atau berdasar gambar 1.17) maka antara kecepatan gelombang dan panjang gelombang mempunyai hubungan yang linier. Sedangkan Gambar 1.21.d) adalah plot periode gelombang lawan jarak ke pantai. Hasil tersebut sesuai dengan Lautrup (2005) bahwa periode gelombang tsunami nilainya relatif tetap.



Gambar 1.22 Durasi capaian gelombang tsunami ke pantai dan tinggi gelombang

Gambar 1.22.a) adalah durasi yang diperlukan oleh gelombang tsunami untuk mencapai tepi pantai (*time onset*) untuk berbagai jarak dari episenter ke tepi pantai dan untuk berbagai nilai kedalaman air laut D (untuk tinggi gelombang tsunami di laut lepas h_o=1,5 m). Tampak

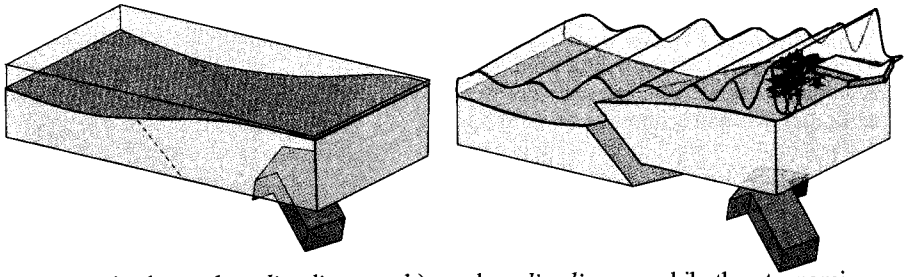
pada gambar bahwa semakin dekat jarak episenter ke tepi pantai atau semakin dalam air laut maka durasi tempuh gelombang tsunami akan semakin singkat/kecil. Durasi selama 45 menit sebelum gelombang air tsunami di Aceh mencapai daratan (Amin dan Goldenstein, 2008). Sebenarnya hal itu merupakan *time onset* yang dapat dipakai untuk tujuan *Early Warning*.



Gambar 1.23 Mekanisme terjadinya tsunami

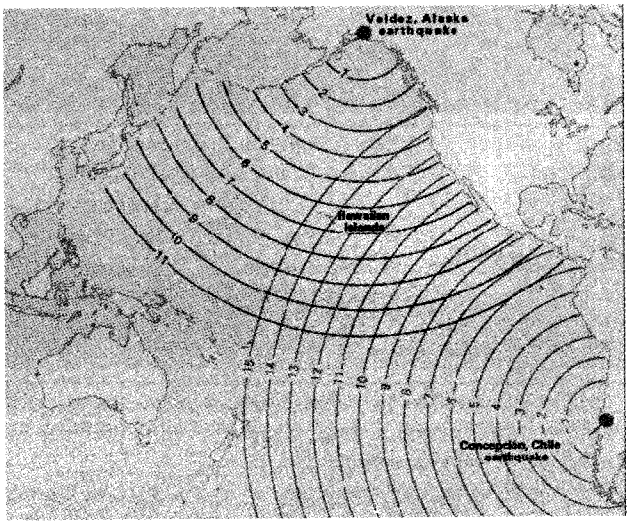
Sedangkan Gambar 1.22.b) adalah grafik waktu tempuh akumulatif gelombang tsunami ke pantai untuk jarak episenter L = 120 km, h_o = 1,5 m dan titik 0 adalah episenter gempa. Waktu tempuh tersebut dihitung dengan beberapa anggapan melalui pers.1.16) dan pers.1.17). Tampak bahwa semakin mendekati pantai (mendekati L = 120 km) maka kecepatan gelombang semakin melambat dan waktu tempuh semakin besar. Gambar 1.22.c) adalah ketinggian gelombang tsunami mulai dari episenter sampai ke tepi-pantai. Tampak bahwa semakin mendekati L = 120 km, tinggi gelombang tsunami naik sangat tajam. Gambar 1.22.d) adalah tinggi gelombang maksimum di pantai untuk beberapa kemungkinan kedalaman air di laut bebas. Tampak bahwa semakin dalam air laut maka tinggi gelombang semakin besar.

Gambar 1.19) adalah tsunami di selatan Malang, Gambar 1.23) dan Gambar 1.24) adalah mekanisme terjadinya tsunami dan gambar 1.25) adalah ilustrasi tsunami di Alaska dan Chile.



a) ada gerakan *dip-slip* b) gerakan *dip slip* mengakibatkan tsunami

Gambar 1.24 Ilustrasi kejadian gelombang tsunami



Gambar 1.25. Tsunami Gempa Chile, 1965) dan gempa Alaska, 1906 (Google.co.id)

Tsunami juga dapat diakibatkan oleh erupsi gunung api yang berada di laut ataupun adanya langsoran besar (*landslides*). Namun demikian para ahli sepakat bahwa tsunami oleh akibat-akibat tersebut umumnya relatif kecil. Tsunami yang besar yang terjadi di Indonesia selain

Aceh (2004) adalah tsunami akibat Gempa Flores (1992) yang mengakibatkan ribuan manusia tewas dan korban harta yang tidak sedikit. Contoh tinggi gelombang dan tsunami gempa selatan kota Malang (± 350 km selatan Malang) adalah seperti pada Gambar 1.19).

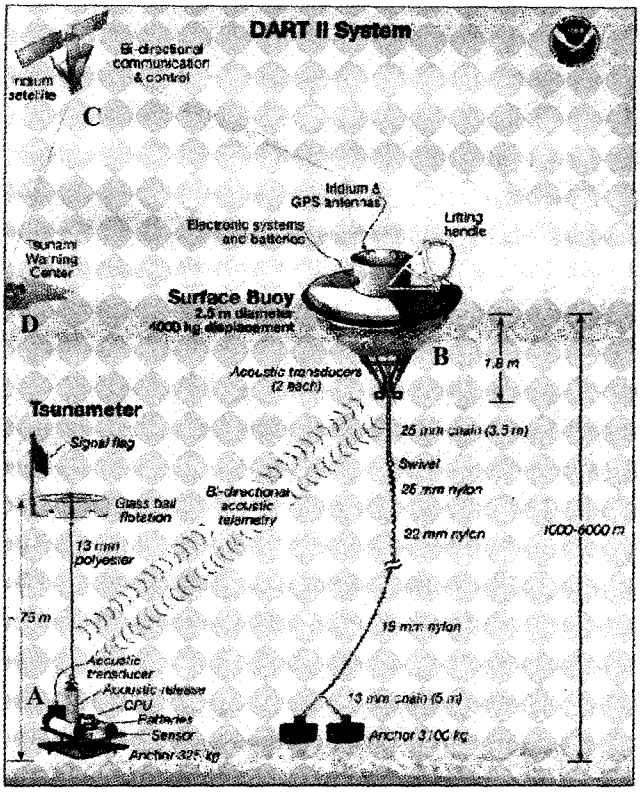
Tsunami dapat menjadi bencana karena ketinggian gelombang air di pantai dapat mencapai lebih dari 10 meter. Rumah-rumah di tepi pantai yang kena terjangan ombak tsunami (Gambar 1.26) dapat mengakibatkan korban manusia maupun kerusakan struktur sebagaimana di gempa Aceh 26 Desember 2004 . Tabel 1.4 disajikan hal-2 yang berhubungan dengan tsunami.

Gambar 1.26. Tsunami di Srilanka akibat gempa Aceh 2004 (Anonim,2005)

Tabel 1.4 Bencana alam tsunami

1	Fenomena penyebab	*Impulse* antara dasar dengan air laut utamanya akibat *reverse/ normal fault* suatu gempa atau *impulse* antara longsoran tebing dengan air laut ataupun letusan gunung yang ada di laut.
2	Karakteristik	Tsunami merupakan gelombang panjang (150 – 200 km), energinya sulit diredam, kecepatan gelombang akan tinggi di laut dalam dan rendah dilaut dangkal dan sebaliknya untuk tinggi gelombang.
3	Daya rusak	Tinggi gelombang (dapat mencapai 10–40 m) dan kekuatan arus air tsunami (kekuatan arus dapat mengikis pasir pantai dan bersama debris bangunan/pohon menerjang bangunan yang lain).
4	Tipe Kerusakan	Kerusakan bangunan di pantai, kerusakan infra struktur (jalan, jembatan dll) , kerusakan lingkungan, kerusakan tanaman, tumbuh-tumbuhan,
5	Tipe Kerentanan	Pemukiman yang berada ditepi pantai (elevasi rendah), struktur tidak memenuhi syarat kekuatan oleh banyak sebab, tidak ada peringatan dini (*early warning*) dan kesadaran masyarakat.
6	*Predictability*	Tsunami dapat diantisipasi oleh *Tsunami Warning System* atau menggunakan *time onset* yang durasinya dapat mencapai puluhan menit setelah gempa sebagaimana disajikan pada Gambar 1.22.a).
7	*Post Disaster*	*Relief and rescue, emergency shelter, medical assistance, water purification, logistics, communication, need assessment*
8	*Prevention, Risk Reduction*	*Early Warning system, hazard mapping, land use planning, constructing building burrier (break water, plantation etc)*
9	*Mitigation*	*Community awareness, education, training* *Strengthening the existing structure, capacity building.*

Mengingat kejadian tsunami sebagian besar diakibatkan oleh gempa bumi, maka telah banyak kejadian tsunami yang mengakibatkan korban. Tsunami dengan korban terbesar adalah tsunami yang diakibatkan oleh gempa Aceh 26 Desember 2004. Daftar kejadian tsunami dapat diakses dari beberapa situs.



Gambar 1.27. Sistim peringatan dini tsunami DART II (Google.co.id)

Usaha untuk melakukan peringatan dini (*Early Warning*) kemungkinan terjadinya bencana tsunami sudah banyak dilakukan yang utamanya adalah gabungan dari hasil olahan rekaman gelombang gempa dan data yang diperoleh dari istrumen *Tsunami Early Warning* yang telah di pasang disepanjang selatan pulau Jawa dan barat Sumatera. Hasil rekaman kemudian dikomunikasikan dengan berbagai rekaman gempa di *data-base* yang mengakibatkan tsunami di masa yang lalu. Melalui *decision expert system* kemudian dapat diperoleh keputusan apakah gempa baru terjadi berkemungkinan akan mengakibatkan tsunami.

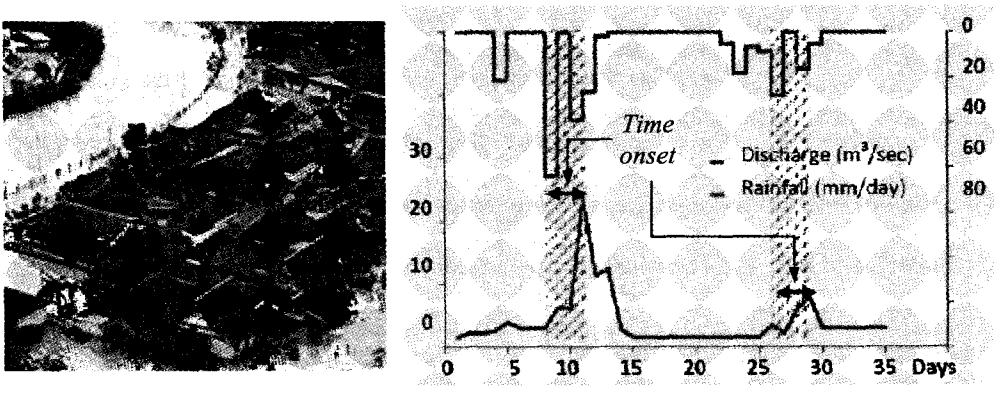
Disisi lain juga telah dikembangkan instrumen *Tsunami Early Warning* misalnya jenis DART II System *(Deep-ocean Assessment and Reporting Tsunamis*) sebagaimana tampak pada Gambar 1.27). *Tsunami Early Warning System* seperti itu melibatkan 2-elemen pokok yang :1) *recording systems* dan 2) *telecomunication systems* yang selengkapnya terdiri atas 4-peralatan pokok yaitu : A) *Tsunameter*; B) *Surface Buoy;* C) *Satellite* dan D) *Tsunami Warning Center.* Singkatnya tsunameter adalah alat penditeksi/mencatat tekanan air dan perubahan kemiringan/elevasi dasar laut secara *real-time.* Apabila terjadi gerakan dasar laut keatas longsor kebawah akibat gempa maka akan terjadi lonjakan (*spike*) tekanan air. Hasil

deteksi fluktuasi amplitudo tekanan air dikirim ke *surface buoy* secara kontinu. Apabila lonjakan tekanan air melebihi ambang batas berarti berkemungkinan akan terjadi tsunami. Informasi ini kemudian dikirim oleh sistim dari *surface buoy* ke satelit dan kemudian diteruskan ke stasiun *Tsunami Warning System* di daratan.

Informasi yang diperoleh dari olahan rekaman gelombang gempa sebagaimana disampaikan sebelumnya kemudian dikombinasikan dengan informasi dari instrumen *Tsunami Early Warning*. Berdasarkan 2-informasi tersebut maka akan dapat diputuskann apakah suatu gempa akan mengakibatkan tsunami. Pengambilan keputusan harus relatif cepat karena sebagaimana dibahas sebelumnya kedatangan gelombang tsunami berkisar hanya puluhan menit, padahal masih diperlukan penyampaian informasi kepada masyarakat banyak.

1.9.4 Banjir (*Flood*)

Banjir atau *flood* adalah suatu fenomena alam yangmana didahului oleh hujan dengan intensitas yang tinggi dengan durasi yang cukup lama di suatu daerah aliran. Apabila daya serap air oleh tanah setempat terbatas maka sisa air akan mengalir dipermukaan tanah. Aliran air di permukaan tanah akan mengalir dari seluruh daerah aliran kesuatu tempat yang lebih rendah dan akhirnya mengumpul pada tempat akhir aliran yaitu sungai. Apabila kapasitas aliran sungai tidak mencukupi maka air akan meluap, bahkan tertahan di kanan kiri sungai dan terjadinya genangan air banjir (Gambar 1.28). *Time onset* yaitu rentang waktu dari puncak hujan ke kedatangan banjir dapat dipakai sebagai *early warning*. Banjir juga dapat diakibatkan oleh gagalnya fungsi tanggul penahan banjir atau tanggul suatu dam/bendungan. Banjir bandang disertai lumpur di Situ Gintung 27 Maret 2009 adalah salah satu contohnya.



Gambar 1.28 Banjir dan (Anonim, 200_) dan *time onset* (Westen ,2009)

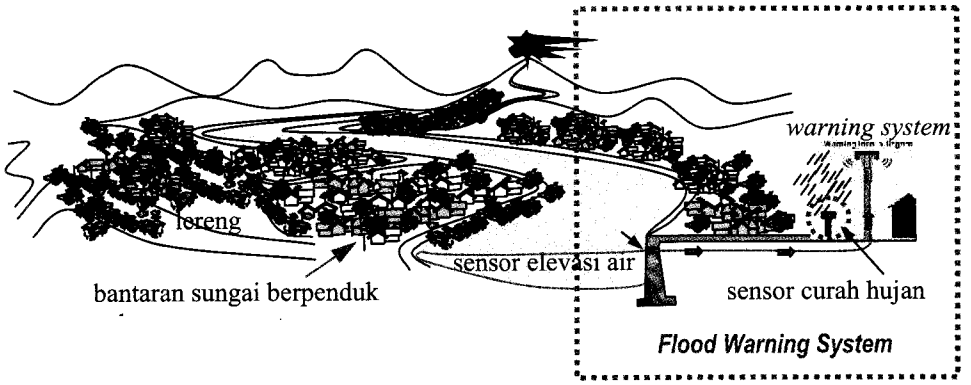
Banjir adalah persoalan air oleh curah hujan, durasi hujan, daya serap tanah terhadap air dan kapasitas aliran sungai. Curah hujan dan durasi hujan utamanya dipengaruhi oleh letak dan kondisi topografi/geografi suatu daerah, iklim, siklus tahunan iklim dan akhir-akhir ini oleh perubahan iklim global. Hal-hal yang berhubungan dengan banjir disajikan pada Tabel 1.5.

Hal-hal tersebut di atas semuanya adalah pengaruh luar yang pada umumnya tidak dapat dikendalikan oleh manusia. Sementara itu daya serap atau kemampuan tanah menahan air akan dipengaruhi oleh banyak hal diantaranya adalah jenis tanah, kondisi topografi/ geografi tanah, jenis dan intensitas tanaman/pohon-pohonan yang ada dan ada atau tidak adanya sistim penghambat aliran air misalnya *checkdam* dan sejenisnya.

Faktor-faktor yang mempengaruhi kapasitas aliran sungai diantaranya adalah luas potongan sungai, kemiringan/kecepatan aliran dan daya serap atau kemampuan tanah untuk menahan air Dengan demikian usaha dan perbuatan manusia mempunyai peran yang penting terhadap kejadian banjir. Banjir besar yang berkepanjangan dapat menjadi bencana alam karena efek yang ditimbulkannya. Apabila karena bajir kehidupan/aktivitas normal sehari-hari manusia terganggu secara siknifikan dan bahkan terhenti maka hal itu sudah merupakan suatu bencana Berdasarkan kuantitasnya, bencana banjir merupakan bencana rangking pertama di Indonesia.

Tabel 1.5 Bencana alam banjir

1	Fenomena penyebab	Intensitas hujan yang tinggi dan lama, *surface run off* besar karena daya serap tanah terhadap air kecil, kapasitas aliran sungai relatif kecil atau bobolnya tanggung dam/bendung
2	Karakteristik	Debit banjir, genangan air, gerusan aliran air banjir serta kadar lumpur/debris dalam aliran air menjadi karakteristik utama.
3	Daya rusak	Kecepatan arus air, kedalaman genangan, kandungan lumpur dalam arus air. Kerusakan, area, kedalaman dan lama banjir serta kuantitas dan area endapan lumpur menjadi ukuran kesengsaraan/*severity*.
4	Tipe Kerusakan	Kerusakan bangunan, lingkungan, persawahan, perkebunan, perikanan, peternakan, kontaminasi air minum, memicu kelongsoran dan timbulnya wabah penyakit.
5	Tipe Kerentanan	Pemukiman, persawahan, perikanan, perkebunan, peternakan dan bangunan bawah tanah pada bantaran sungai atau tempat-2 yang rendah, bangunan yang tidak memenuhi syarat , kesadaran masyarakat.
6	*Predictability*	Banjir tidak terjadi seketika sehingga dapat diprediksi kejadiannya. Prediksi dapat dilakukan melalui data topografi, demografi, hidrologi, klimatologi dan data *time onset* seperti pada Gambar 1.28.
7	*Post Disaster*	*Relief and rescue, emergency shelter, medical assistance, water purification, logistics, communication, need assessment*
8	*Prevention, Risk Reduction*	*Land use planning, hazard assessment, flood* dan *errosion ontrol (check dam, dam, tanggul penahan* dll*).*
9	*Mitigation*	*Community awareness, education, training* *Strengthening the existing structure, capacity building*



Gambar 1.29. Ilustrasi peringatan dini banjir (*Flood Warning System*)

Menurut para ahli terdapat beberapa jenis banjir yang diantaranya adalah :1) banjir sungai; 2) banjir pantai ; 3) banjir limpasan hujan (*flash flood*); 4) banjir kawasan. Salah satu cara peringatan dini banjir sungai adalah seperti yang disajikan pada Gambar 1.29). Elevasi air di sungai di diteksi melalui sensor elevasi air yang dipasang pada dinding tepi sungai. Apabila elevasi muaka air sungai melebihi ambang tertinggi maka sensor mengirim sinyal ke menara *Warning System*. Sekali lagi bahwa *time onset* sebagaimana disajikan pada Gambar 1.28) serta sensor elevasi muka air tersebut (Gambar 1.29) dapat dipakai sebagai *Early Warning*.

Banjir dapat disebabkan oleh bermacam-macam hal mulai dari curah hujan, durasi hujan, musim, perubahan iklim, kondisi lingkungan, perilaku masyarakat sampai dengan kebijakan politis dan teknis pemerintah. Mengingat musim hujan bersifat reguler maka bulan-bulan hujan sudah dapat diprediksi dengan baik. Perubahan iklim dapat saja menggeser musim tetapi intensitas dan durasi hujan juga dapat dipakai sebagai bahan *flood early warning*. Walaupun curah hujan tidak sangat tinggi tetapi banjir dapat saja terjadi apabila tanggul jebol, sistim drainasi macet dan sistim peresapan air tidak dapat berjalan. Oleh karena itu *flood early warning* akan dapat berjalan dengan baik apabila elevasi air sungai/laut, curah hujan, durasi hujan, kerentanan tanggul, kerentanan sistim drainasi, kerentanan sistim serapan air, daerah-daerah rendah terditeksi dengan baik dan didukung oleh instrumentasi dan sumberdaya manusia yang baik pula.

1.9.5 Tanah Longsor (*Landslides*)

Di Indonesia tanah longsor (*landslides*) adalah salah satu jenis bencana alam yang paling sering terjadi setelah banjir. Tanah longsor adalah salah satu jenis saja dari istilah umum *landslides*. *Landslides* dapat disebabkan oleh getaran akibat gempa bumi, getaran akibat letusan gunung, getaran kerja mesin, getaran kendaraan yang lewat secara terus menerus, ledakan (*blasting*), kenaikan kadar air tanah (massa tanah menjadi berat dan sudut/koefisien gesek tanah pasir menjadi mengecil), akibat aktivitas geologi ataupun istabilitas lain dari suatu lereng misalnya erosi akibat air. Menurut situs Wikipedia, *landslides* adalah suatu fenomena geologi yaitu bergeraknya suatu masa tanah (*landslide*), batuan (*rock slide, rock fall*) ataupun salju (*avalance*) pada lereng yang cukup terjal.

Mekanisme kejadian dapat disebabkan oleh beberapa hal. Sebab awal yang pertama adalah adanya perubahan kadar air di dalam tanah oleh hujan ataupun sebab lain. Tanah jenuh air menjadi lebih berat dan disisi lain akibat adanya kadar air maka kemampuan geser butiran tanah menjadi lebih kecil. Koefisien gesek butiran yang mengecil karena adanya air maka akan berakibat pada menurunnya kuat gesek/daya tahan tanah, padahal dilain sisi berat massa tanah bertambah karena adanya kadar air. Longsor akan terjadi apabila gaya logsor sudah tidak dapat ditahan (lebih besar) oleh (daripada) kuat gesek/daya tahan tanah.

Sebab awal yang kedua adalah akibat adanya getaran baik oleh gempa bumi, getaran kerja mesin ataupun oleh ledakan. Akibat getaran maka akan ada efek dinamik sehingga massa batuan ataupun tanah akan lebih berat. Dilain fihak akibat getaran akan memperlemah ikatan/lekatan antar butiran tanah/batuan. Anonim (200) memberikan rumus empiris magnitudo tanah longsor m_{Ls} akibat gempa magnitudo M_L yaitu,

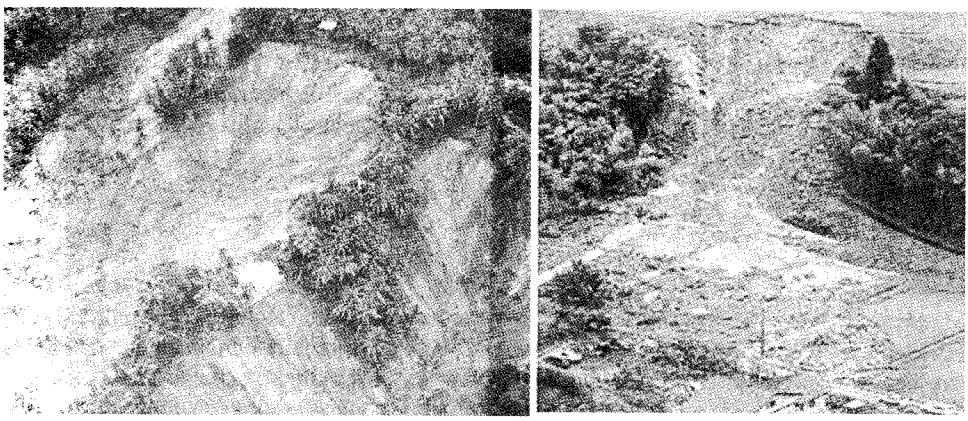
$$m_{Ls} = 1{,}27.M_L - 5{,}45 \qquad 1.18)$$

Menurut jenisnya, *landslides* dapat digolongkan menjadi : 1) longsoran debris (*debris flow*) yaitu massa tanah yang bercampur dengan debris dari tumbuh-tumbuhan ataupun debris yang lain; 2) longsoran tanah ataupun lumpur biasa; 3) longsoran campuran yaitu campuran antara tanah, baruan, air dan debris dari tumbuh-tumbuhan; 4) longsoran atau menggelincirnya selapisan tanah/batuan baik lapisan yang tipis maupun lapisan yang relatif tebal.

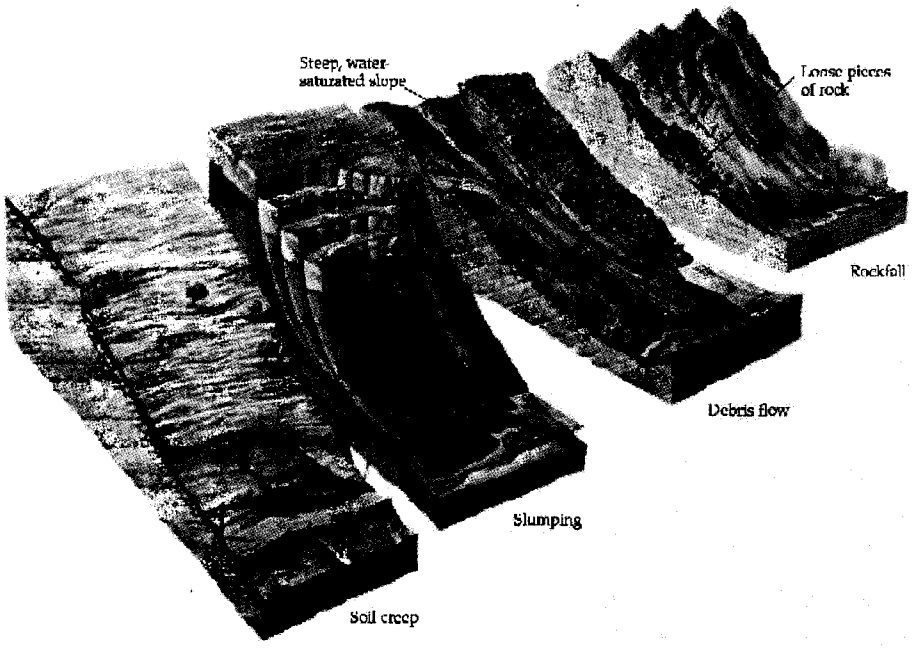
Tabel 1.6 Bencana alam tanah longsor

1	Fenomena penyebab	Membesarnya beban akibat massa tanah/batuan oleh meningkatnya kadar air atau oleh gerakan sementara daya gesek/daya tahan tanah menurun akibat melemah/ mengecilnya ikatan/lekatan antar butir. Longsor terjadi karena beban lebih besar daripada daya tahan tanah.
2	Karakteristik	Masa dan gerakan tanah, lumpur, debris
3	Daya rusak	Besar massa tanah, batuan, lumpur, debris yang longsor, dan kecepatan gerakan. Kerusakan, area dan kedalaman longsoran menjadi ukuran kesengsaraan/*severity*.
4	Tipe Kerusakan	Kerusakan pemukiman, bangunan, *life lines* (jalan, saluran, jembatan, pemipaan), lingkungan, persawahan, perkebunan, perikanan, peternakan, kontaminasi air minum
5	Tipe Kerentanan	Pemukiman, persawahan, perikanan, perkebunan, peternakan dan bangunan yang terletak di bawah lereng terjal, penggundulan hutan, kesadaran masyarakat.
6	*Predictability*	*Landslides* tidak terjadi seketika sehingga dapat diprediksi kejadiannya melalui data geologi, geomorpologi, hidrologi, klimatologi, vegatasi, sistim monitoring dengan parameter seperti disajikan di depan yang salah satunya seperti disajikan di Gambar 1.32.
7	*Post Disaster*	*Relief and rescue, emergency shelter, medical assistance, water purification, logistics, communication, need assessment*
8	*Prevention, Risk Reduction*	*Land use planning, hazard assessment, environment protection.*
9	*Mitigation*	*Community awareness, education, training* *Strengthening the existing structure, capacity building*

Sebagaimana yang tampak pada Gambar 1.30) tanah longsor dapat berskala kecil (tebing) sampai skala besar (kawasan). Tanah longsor sangat sering terjadi di Indonesia, misalnya tanah longsor di desa Ledoksari Tawangmangu tanggal 26 Desember 2007 telah merengut 34 korban dan tanah longsor di Wasior Papua Oktober 2010 telah menelan korban 101 jiwa, tanah longsor akibat gempa Padang 30 September 2009 (Gambar 1.30). Hal-hal yang berhubungan dengan tanah longsor adalah seperti yang disajikan pada Tabel 1.6).

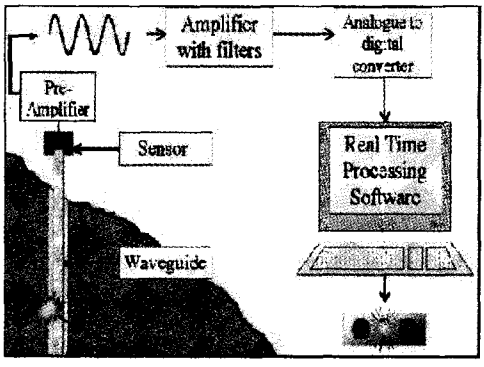


Gambar 1.30. Tanah longsor akibat gempa Padang (Anonim 2009d) [ ]



Gambar 1.31. Tipe-tipe *landslides* (Yahoo.com)

Jenis-2 longsor seperti Gambar 1.31), *soil creep* adalah bergeraknya massa lereng tanah secara plan-pelan, *slumping landslides* adalah meluncurnya massa tanah pada kurva bidang kritis, *debris flow* adalah meluncurnya massa tanah atau pasir lepas jenuh air dan *rock fall* adalah jatuhnya batuan patah/lepas akibat gaya gravitasi. Menurut Anonim (2008) *landslides monitoring* dapat dilakukan melalui *geodetic, geotechnic, geophysic & remote sensing* diantaranya adalah pemantauan gerakan (arah, kecepatan, laju gerakan), sudut lereng (*tiltmeter*), *differential sub surface movement* dengan *inclinometer* (biasanya lapis-lapis atas bergerak lebih besar dari lapis-lapis bawah), pemantauan retakan tanah (*surface cracking*) dll. Salah satu contoh ilustrasi *landslides monitoring* adalah seperti tampak pada Gambar 1.32).



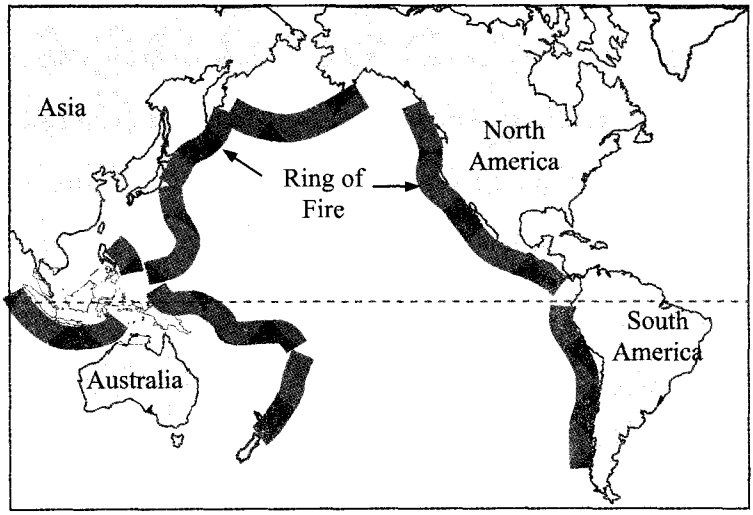
Gambar 1.32. Pemantauan getaran/gerakan tanah (Google.co.id).

Apabila terjadi gerakan lapis atas massa tanah, maka akan menimbulkan gerakan dan getaran yang dapat mengakibatkan deformasi kabel yang dipasang vertikal melintang bidang kritis sebagaimana tampak pada Gambar 1.30). Getaran yang ditimbulkan kemudian diamplifikasi dan akhirnya dapat diidentifikasi secara *real time* di monitor. Apabila proses *landslides* dapat di monitor maka program *landslides early warning* segera dapat dilakukan.

1.9.6 Letusan Gunung Api

Ledakan dan Erupsi gunung api terjadi akibat adanya peristiwa termodinamik dan tekanan magma. Magma panas yang berada pada lapisan *lithosphere/ asthenosphere* menimbulkan suatu gerakan. Sesuai dengan hukum termodinamika bahwa suatu gerakan akan terjadi akibat adanya magma yang panas. Magma panas yang berdensiti rendah cenderung bergerak ke atas menembus lapis kerak bumi dan *lithosphere* yang relatif lemah. Letusan gunung api akan terjadi manakala gerakan ke atas magma panas dan gas yang ditimbulkannya menimbulkan tekanan yang besar akibat adanya halangan/sumbatan. Selanjutnya lapis *lithosphere* yang relatif lemah tersebut umumnya berada di sekitar perbatasan antara dua plat/lempeng tektonik (*plate boundary*).

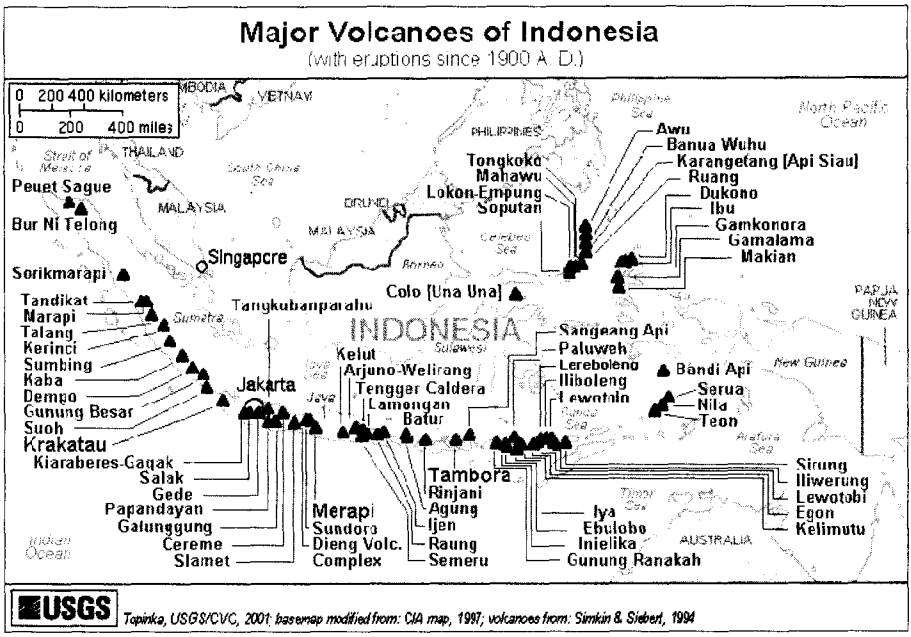
Secara umum gunung berapi dapat terjadi di 2-jenis tempat yaitu : 1) daerah sekitar tumbukan 2-plat tektonik (*convergent*) atau sekitar daerah subdaksi misalnya disepanjnag *World Ring of Fire*; 2) pada daerah pemisahan 2-lempeng tektonik (*divergent*) misalnya pada *Mid Atlantic Ridge*. Namun demikian fakta menunjukkan bahwa gunung berapi tidak/jarang terjadi pada daerah geseran 2-lempeng tektonik (daerah *slip fault*). Tetapi gunung berapi dapat terjadi pada deerah dimana terjadi penipisan lapis *lithosphere* atau daerah yang lapis *lithosphere* mengalami tegangan tarik.



Gambar 1.33. *Ring of Fire*

Gempa bumi yang cukup besar sering terjadi di daerah *plate boundary* terutama pada daerah subduksi (*subduction zone*), daerah tumbukan frontal (*frontal colission zone*) dan daerah geser/friksi (*friction/shear zone*). Oleh karena itu terdapat hubungan yang positif antara kegiatan vulkanik dengan kegiatan gempa bumi. Dengan alasan seperti disampaikan di atas, maka tempat terjadinya kegiatan vulkanik bukanlah *random*, melainkan terjadi pada tempat-

tempat tertentu seperti disebut di atas. Menurut USGS (2001), daerah *Circum Pacific* atau disebut *Ring of Fire* seperti pada Gambar 1.33) adalah daerah-daerah dimana lebih dari 75 % kegiatan vulkanik telah/sedang terjadi(*the most seismically and volcanically active zone in the world*).



Gambar 1.34. Gunung berapi di Indonesia (USGS,2001)

Gambar 1.34) adalah jajaran gunung api yang berada di Indonesia. Tampak pada gambar tersebut bahwa kedudukan gunung-gunung api selalu mengikuti arah-arah *plate boundary*. Letusan gunung api di Indonesia telah mengalami sejarah yang panjang. Letusan gunung Krakatau misalnya, telah menelan korban 36000 orang yang kebanyakan diakibatkan oleh peristiwa tsunami. Tinggi gelombang tsunami mencapai 38 m dan merambat sampai Australia dan Afrika. Begitu pekatnya abu letusan sehingga digambarkan bahwa orang berbicara dapat saling mendengar tetapi tidak kelihatan satu sama lain. Selanjutnya USGS(2001) juga menginformasikan bahwa letusan gunung Tambora (1815) adalah letusan yang terbesar sepanjang sejarah (*the largest historical eruption*). Letusannya mengakibatkan penurunan suhu global 3° C di belahan bumi utara dan tahun berikutnya adalah tahun yang tidak mempunyai *summer*, mengakibatkan korban manusia kurang lebih 90000 orang.

1.9.6.a Jenis Gunung (*Types of Volcano*)

Jenis gunung dipengaruhi oleh jenis magma yang berasal dari *partially molten* lapis atas *asthenosphere*. Setelah magma keluar dari mulut gunung (*vent*) maka kandungan uap air (*steam*) dan gas sebagian lepas dari magma maka jadilah lava. Lava panas yang mengalir lama-kelamaan menjadi dingin dan membatu. Oleh karena itu jenis batuan yang dijumpai akan menunjukkan jenis magma asal (*parent magma*).

a. *Shield Volcano*

Pada suatu tempat ada yang magmanya mempunyai viskositas/kekentalan rendah (sangat cair) khususnya *basaltic magma* dan ada juga yang kebalikannya. Secara umum *basaltic magma* mempunyai beberapa karakter diantaranya (Nelson, 2011) :

1. warna batuan lebih gelap sebagaimana tampak pada Gambar 1.36)
2. kandungan silika rendah/*low* (45 – 55 % berat), tampak pada Gambar 1.35)
3. kandungan Fe, Mg dan Ca tinggi, kandungan Na dan K rendah,
4. suhu tinggi 1000°-1200°C,
5. *low gas content*), dengan *supply rate* yang tinggi pula misalnya di Hawai.

Karena suhu magma sangat tinggi dan kekentalan magma redah maka magma cenderung tidak menyumbat saluran magma (*conduit*). Pada kondisi yang khusus misalnya *supply-rate* magma cukup besar maka lava panas dapat mengalir sampai jauh. Akibatnya tidak terjadi gundukan gunung yang tinggi, tetapi cukup rendah. Gunung dengan kandungan *basaltic magama* seperti ini disebut *shield volcano*. Tipe gunung seperti itu adalah gunung-gunung di kepulauan Hawaii.

b. *Stratovolcano*

Pada kondisi yang lain, kandungan silika pada *parent-magma* relatif lebih tinggi sehingga akhirnya membentuk batuan *andhesit-basaltic*. Batuan atau *andhesite magma* mempunyai karakter (Nelson, 2011) :

1. warna batuan agak muda, sebagaimana tampak pada Gambar 1.36)
2. kandungan silika menengah (55 – 65 % berat), seperti tampak pada Gambar 1.35)
3. kandungan Fe, Mg, Ca, Na dan K menengah
4. suhu magma 800°-1000°C,
5. *intermediate gas content* .

Magma *andhesit-basaltic* mempunyai kandungan silika dan suhu menengah, sehingga viskositas magma juga menengah (agak kental). Pada kondisi seperti itu aliran lava panas pada umumnya tidak dapat mencapai jarak yang jauh dan kemudian membeku/membatu. Pada kondisi tertentu dengan *supply-rate* magma yang tidak begitu besar memungkinkan magma untuk menutup/menyumbat saluran (*conduit*) dan gunung dapat meletus (*explode*). Beberapa ciri gunung jenis *stratovolcano* adalah bahwa bentuk gunung berupa kerucut yang cukup tinggi, lereng dekat puncak yang terjal (lava yang membeku) dan gunung dapat meletus.

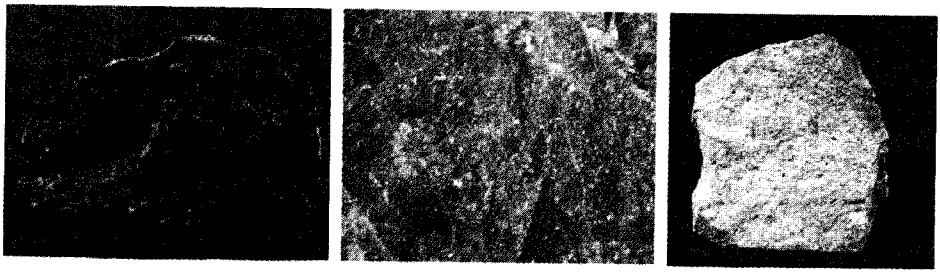
	Silica rich	Intermediate	Silica poor
Volcanic	rhyolite pumice obsidian	andesite	basalt scoria
Plutonic	granite	diorite	gabbro

Gambar 1.35. Kandungan Silica pada *igneous rock* (www.google.co.id)

***c. Caldera Volcano* (*Supervolcano*)**

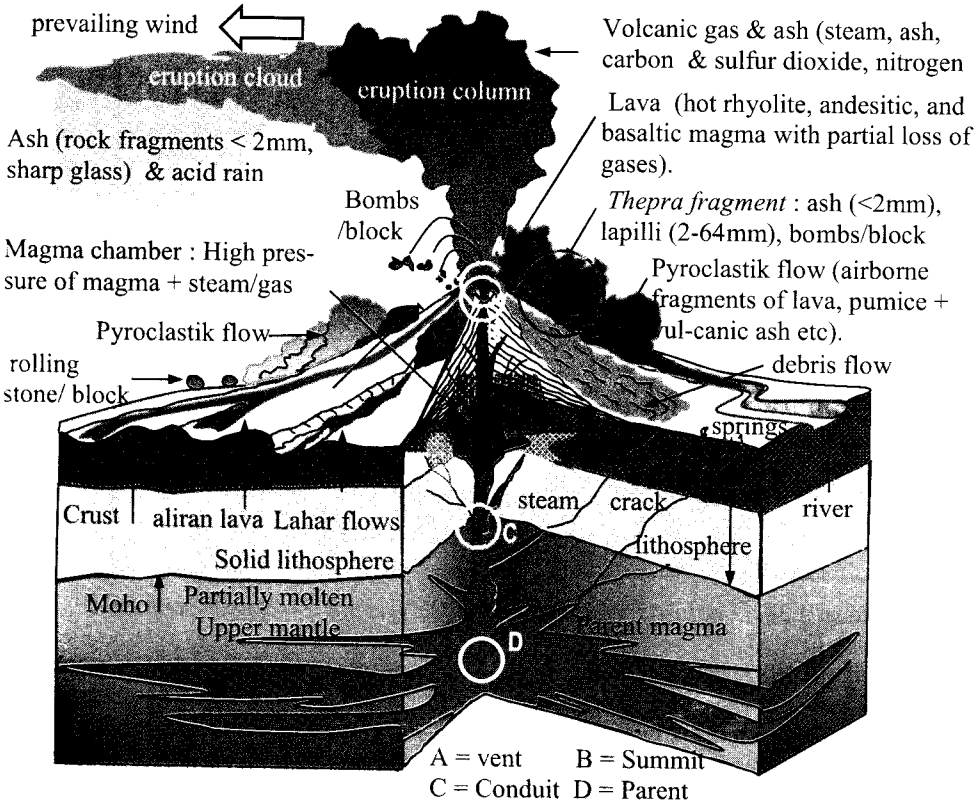
Gunung jenis ini mempunyai kandungan silika yang paling tinggi dibanding dengan jenis gunung seperti disebut sebelumnya. Jenis batuan yang membentuk gunung ini dapat berupa *rhyolite-andhesite*. Batuan *rhyolite* pada umumnya mempunyai karakter (Nelson,2011) :

1. warna batuan terang/muda, sebagaimana tampak pada Gambar 1.36)
2. mempunyai kandungan silika paling tinggi, seperti tampak pada Gambar 1.35)
3. kandungan Fe paling rendah
4. suhu magma paling rendah yaitu antara 650° - 800°C dan
5. *gas content* paling tinggi.



a. Basaltic rock b. Andhesite rock c. Rhyolite rock

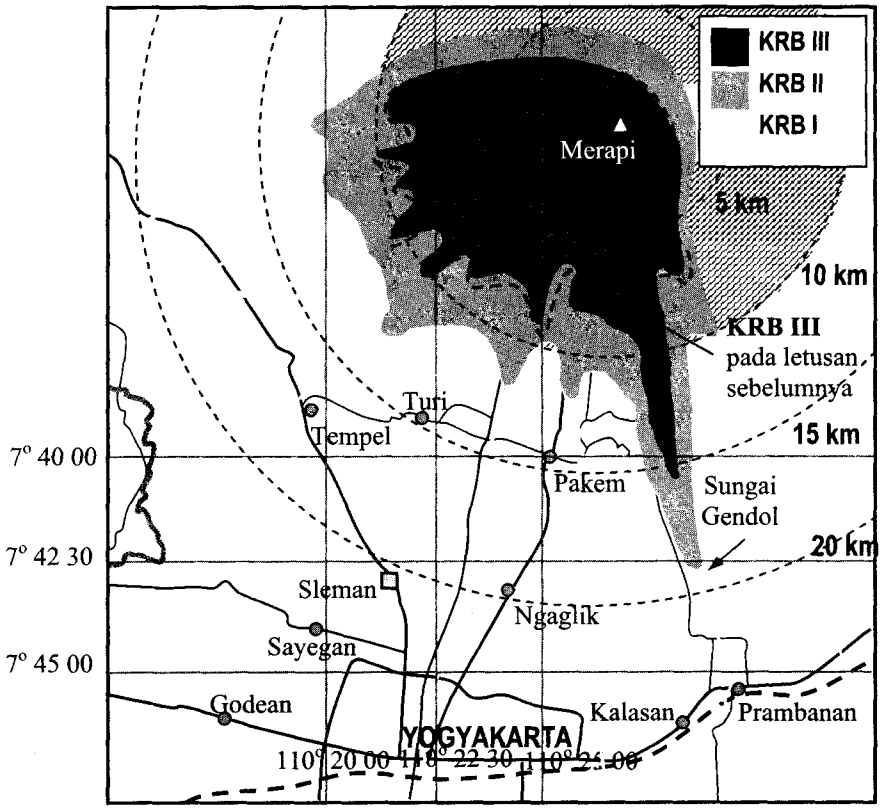
Gambar 1.36. Jenis batuan parent-magma (Anonim, 2010)



Gambar 1.37. Konfigurasi letusan gunung (modifikasi USGS)

Karena kandungan silika paling tinggi dan suhu magma paling rendah, maka magma gunung jenis ini mempunyai viskositas yang paling tinggi (paling kental). Kandungan silika yang tinggi dan suhu magma yang relatif rendah maka menurut para ahli silika-silika yang ada akan mengikat oksigen sehingga membentuk kristal-kristal. Hal seperti itulah yang mengakibatkan kekentalan magma menjadi tinggi (kental). Dengan kekentalan magma seperti itu maka aliran magma menjadi tidak lancar, magma cenderung menyumbat kuat saluran (*conduit*).

Pada sisi yang lain, tekanan magma yang bercampur dengan uap air dan berbagai mineral akan terus meningkat. Antara tekanan dan sumbatan magma menjadi saling berlawanan, semakin kuat sumbatan magma maka tekanan campuran magma dapat menjadi semakin besar. Oleh karena itu gunung jenis ini akan mengakibatkan letusan yang dahsyat/sangat besar dan pada umumnya disebut *Caldera volcano* atau *Supervolcano*.



Gambar 1.38. Kawasan Rawan Bencana (KRB) Letusan Gunung Merapi 2010

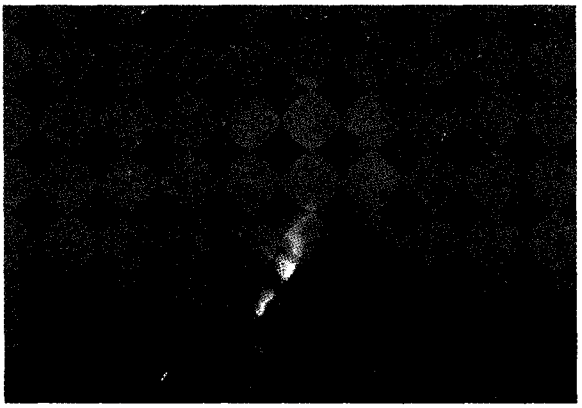
Untuk dapat lebih mengerti tentang bagian-bagian gunung, maka disajikan nomenklatur gunung api sebegaimana yang tampak pada Gambar 1.37). Pada gambar tersebut tampak bahwa *parent-magma* terletak pada lapisan atas lapis *asthenosphere* atau *upper mantle* di titik D. Karena panas maka magma bergerak dan karena bagian yang lemah arah ke atas maka magma bergerak ke atas melalui *conduit*. Pada lapis *lithosphere* terdapat kandungan air yang ada pada celah-2 batuan. Akibat panas maka terjadi penguapan air yangmana uap air dan mineral-2 yang lain bercampur dengan magma. Makin lama tekanan campuran magma akan

semakin besar apabila magma tidak dapat keluar secara bebas menjadi lava. Di *magma chamber* tersebut terdapat gaya kekang (*confining force*) baik oleh magma sendiri maupun oleh batuan sekitar.

Apabila magma dapat mencapai permukaan, akibat hilangnya *confining force* maka gas dan uap air yang selama ini bercampur dengan magma akan tersembur dan melepaskan diri dengan magma yang akhirnya menjadi lava panas. Selanjutnya lava panas dapat mendingin di dekat mulut gunung, menghancurkan *lava dome* lama menjadi fragmen yang bervariasi ataupun meluncur di lereng gunung. Fragmen *lava dome* yang hancur dapat menjadi debu, lapilli maupun bongkahan-2 batu besar (*block*) yang meluncur ke bawah sebagai tephra. Sementara itu tephra dan debu panas yang beterbangan dan meluncur ke bawah pada umumnya disebut luncuran *pyroclastic*.

Sementara itu material gas, debu (*ash*) dan mineral (*carbon dioxide, monoxide, sulfur, nitrogen* dll) tersembur kuat keudara dengan ketinggian tergantung dari kekuatan letusan. Semakin kuat letusan maka semakin besar volume material (termasuk yang hanya dimuntahkan) yang dihamburkan dan semakin tinggi semburan. Material yang disemburkan di udara akan terbawa oleh arus angin dan akhirnya jatuh lagi ke bumi sebagai abu vulkanik. Gas yang disemburkan mengandung asam, sehingga apabila terjadi hujan akan bersifat asam dan dapat menimbulkan karat pada logam-logam. Sebagai contoh dampak letusan gunung Merapi tahun 2010 adalah sebagaimana yang tampak pada Gambar 1.38).

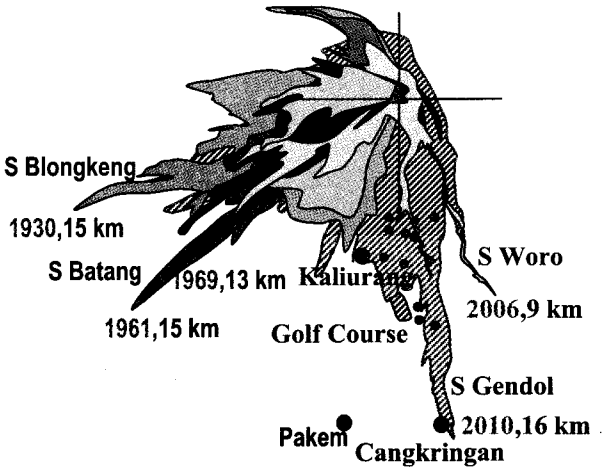
Selain dampak letusan Merapi tahun 2010 seperti di Gambar 1.38), Gambar 1.39) adalah tipikal letusan gunung Merapi yang selama ini terjadi. Pada Gambar 1.38) tersebut tampak bahwa Kawasan Rawan Bencana III (KRB III) pada letusan Merapi 2010 menjorok jauh sampai ke kawasan penduduk di sepanjang sungai Gendol lebih jauh dibanding dengan KRB III pada letusan-letusan sebelumnya. Hal itu tidak diduga oleh sebagian penduduk sehingga jatuh korban jauh lebih banyak daripada letusan-letusan sebelumnya. Jumlah korban letusan gunung Merapi 2010 adalah 227 orang sementara letusan besar sebelumnya tahun 2006 hanya menelan korban 3-orang. Letusan besar tahun 1930 menelan korban 1369 orang. Luncuran awan panas & piroklastik letusan gunung Merapi 2010 seperti yang tampak pada Gambar 1.38) kenyataannya lebih mengarah ke sungai Gendol, suatu arah yang tidak terprediksi sebelumnya.



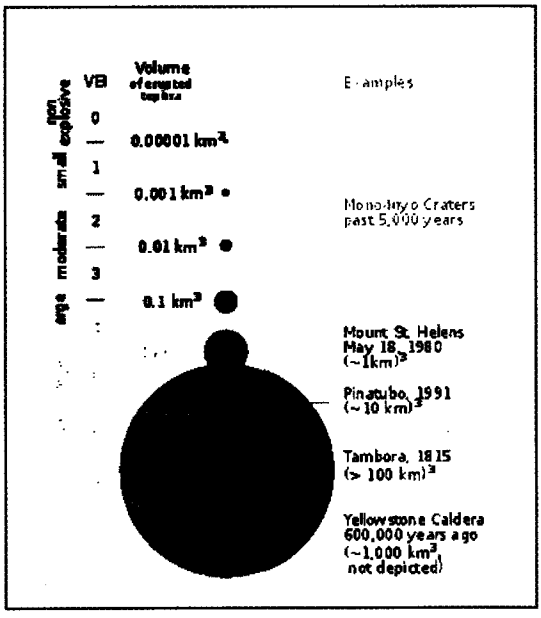
Gambar 1.39. Letusan Gunung Merapi 2010 (Reuters)

Sebagaimana pada gempa bumi yang mempunyai ukuran magnitudo M, pada letusan gunung api mempunyai skala/indeks letusan atau *Volcano Explosion Index (VEI)*. Skala VEI dinayatakan oleh volume material yang dihamburkan yang secara visual disajikan pada

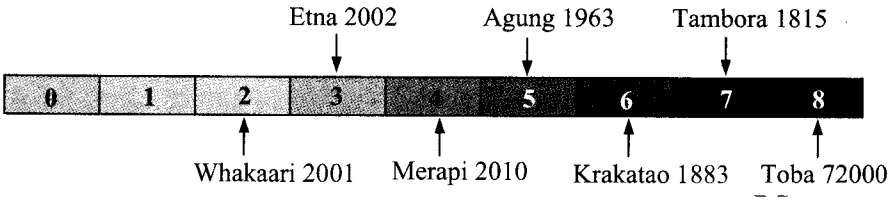
Gambar 1.41). Beberapa ahli vulkanologi mengatakan bahwa perilaku letusan gunung Merapi 2010 sangat berbeda dengan letusan-letusan sebelumnya. Hal ini diindikasikan oleh beberapa hal diantaranya adalah jumlah gempa, laju deformasi dan arah aliran piroklastik. Piroklastik adalah campuran antara abu panas, frakmen batuan dan gas. Kecepatan aliran piroklastik dapat mencapai 160 – 250 km/jam dengan suhu mencapai 600° – 800° C. Sebagaimana yang tampak pada Gambar 1.39) dan Gambar 1.40) gas dan awan panas piroklastik telah meluncur se jauh ± 16 km ke arah sungai Gendol dan luncuran tersebut lebih jauh dari luncuran sejenis pada letusan tahun 1961 dan 1930.



Gambar 1.40. Arah luncuran awan panas dan kerusakan letusan Merapi

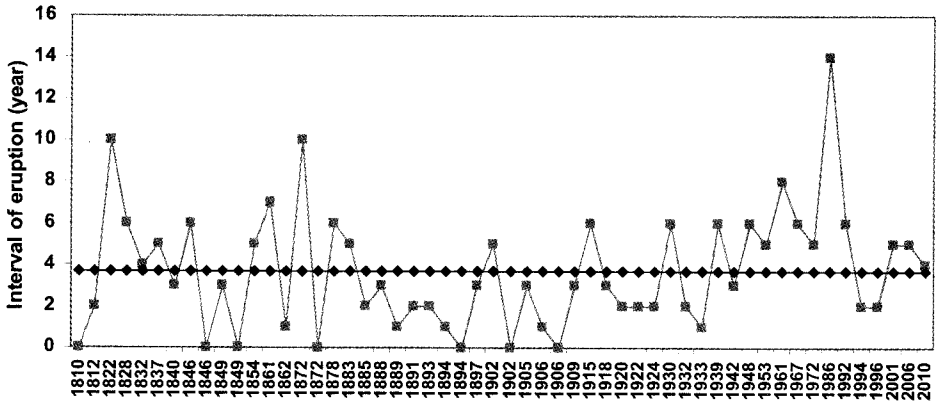


Gambar 1.41. Visualisasi VEI (Anonim, 2010c)



Gambar 1.42. Nilai VEI untuk letusan gunung di Indonesia (Anonim, 2010c)

Gambar 1.41) adalah suatu ilustrasi untuk menentukan kekuatan letusan gunung yang dinyatakan dalam *Volcano Explosion Index* (VEI). Pada gambar tersebut tampak bahwa letusan gunung Tambora (1815) mencapai VEI = 6-7. Sedangkan Gambar 1.42) adalah contoh kekuatan letusan dalam VEI untuk beberapa gunung. Berdasarkan data jumlah material yang dimuntahkan selama letusan maka letusan Merapi 2010 mempunyai VEI = 4.



Gambar 1.43. Sejarah letusan gunung Merapi Yogyakarta (Anonim 2010d)

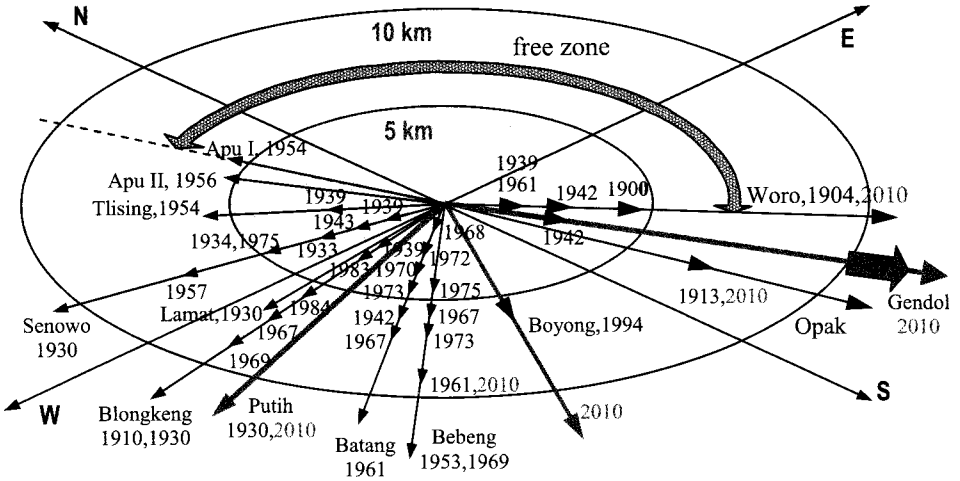
Gambar 1.43) menunjukkan sejarah interval letusan gunung Merapi yang mana rata-rata interval letusan berkisar ± 4 th. Sementara itu Gambar 1.44) menunjukkan sejarah, arah dan jangkauan aliran lahar menyusul letusan gunung Merapi. Daerah *free zone* adalah akibat adanya deretan tanggul-tanggul yang tinggi pada lokasi Merapi kuno. Berdasarkan hasil penelitian lapangan (Widodo 2011) banyaknya korban akibat letusan gunung Merapi 2010 diantaranya disebabkan oleh :

1.Letusan tahun 2010 memang cukup besar setelah letusan tahun 1930,
2. Arah aliran *pyroclastic* tidak biasa, tidak terprediksi dan jauh menelusuri sungai Gendol
3. Puncak aliran *pyroclastic* terjadi pada tengah malam ketika orang-2 terlelap tidur
4. Ada unsur kurang disiplin, menganggap biasa dan alasan-alasan lain yang kurang baik.

Konfigurasi letusan gunung api selengkapnya secara visual disajikan pada Gambar 1.37). Material yang meluncur dari puncak gunung yang meletus dapat berupa lava (magma panas yang mencapai dan mengalir di permukaan tanah), lahar (campuran lumpur, pasir, batuan dan air), piroklastik (abu panas, fragmen batuan dan gas) dan aliran debris (tanah, pasir, batuan, tumbuh2an dll).

Pada Gambar 1.42) disajikan VEI letusan beberapa gunung api, khususnya gunung-gunung yang berada di Indonesia (Wikipedia). Pada gambar tersebut tampak bahwa letusan gunung-gunung di Indonesia sungguh sangat dahsyat. Skala/indeks letusan gunung Toba mencapai

letusan dengan skala/indeks maksimum. Apabila gunung meletus, maka akan melontarkan batuan cair dan padat (tephra) ke udara. Material yang berat biasanya jatuh relatif dekat dengan puncak (bombs), sedangkan material yang ringan dan gas akan membubung ke udara (*eruption column*) dan bahkan akan terbawa oleh angin. Unsur sulfur diaksida di dalam gas akan bereaksi dengan air di udara dan akan mengakibatkan hujan asam sehingga akan mengakibatkan korosi.

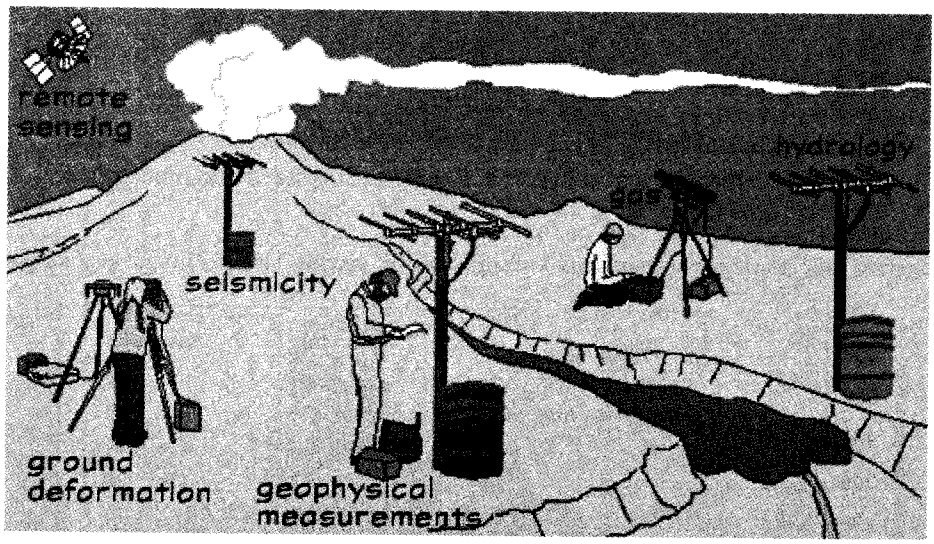


Gambar 1.44. Sejarah, arah, aliran lahar letusan gunung Merapi (Modifikasi Wilson, 2007)

Tabel 1.7. Bencana alam letusan gunung berapi

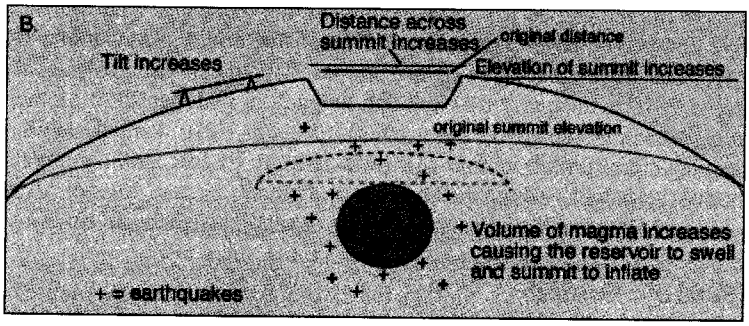
1	Fenomena penyebab	Tekanan di dapur magma sangat besar akibat gerakan campuran magma panas , uap air, gas, mineral, tumbukan 2-plat tektonik.
2	Karakteristik	Keluarnya magma dapat relatif reguler/meleleh atau tidak regular /meletus bergantung pada level kandungan silika pada magma
3	Daya rusak	Volume material yang dihamburkan yang ditunjukkan oleh *Volcano Explosion Index* (VEI), suhu dan kecepatan luncuran lava, awan panas piroklastik, jangkauan luncuran, lamanya letusan, tumpukan abu
4	Tipe Kerusakan	Kerusakan atap dan bangunan, kerusakan lingkungan termasuk pertanian, perkebunan, peternakan, perikanan, infra struktur
5	Tipe Kerentanan	Bangunan yang berada di dekat gunung, bangunan yang ada didekat jalur gugurnya lahar panas/dingin, Atap bangunan yang lebar/ landai, tidak adanya *early warning*, kurang siaganya masyarakat.
6	*Predictability*	Letusan gunung relatif dapat diprediksi dengan memperhatikan getaran tanah akibat aktivitas magma, deformasi kubah dan *time onset* berdasar perkembangan gempa MP seperti di Gambar 1.47 & 1.48.
7	*Post Disaster*	*Relief and rescue, emergency shelter, medical assistance, water purification, logistics, communication, need assessment*
8	*Prevention, Risk Reduction*	*Hazard and vulnerability mapping, Risk assessment, Reduction of structural, environmental vulnerability Land use control,*
9	*Mitigation*	*Community awareness, education, training Strengthening the existing structure, capacity building*

Sementara itu monitoring aktifitas gunung api dapat dilakukan berdasarkan aspek kegempaan, aspek deformasi tanah, aspek geofisik, aspek hidologis maupun aspek kimiawi sebagaimana tampak di Gambar 1.45). Oleh karena itu kemungkinan letusan gunung api dapat dilakukan dengan memperhatikan : a) perubahan bentuk/bangun dan ukuran puncak melalui laju deformasi; b) melakukan pemetaan lokasi, ukuran, kedalaman dan jumlah gempa untuk menelusuri arah gerakan magma; c) perubahan komposisi gas vulkanik untuk menentukan kedalaman gerakan magma dan d) perubahan medan magnit. Sebagaimana disajikan sebelumnya, Tabel 1.7 menyajikan fenomena yang terkandung dalam letusan gunung berapi.



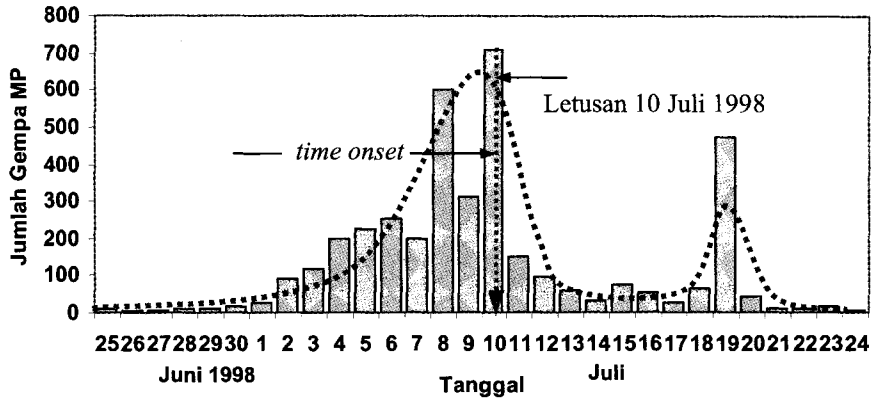
Gambar. 1. 45. Monitoring gunung Api (Google.go.id)

Prinsip pengamatan deformasi dan jarak pada puncak gunung akibat aktivitas magma secara sederhana disajikan pada Gambar 1.46). Apabila tekanan magma dekat puncak/mulut-gunung (*summit*) membesar maka tekanan tersebut akan menggembungkan puncak sehingga sudut lereng gunung menjadi membesar (*tilt increases*) dan mulut-gunung menjadi lebih lebar. Pengamatan lain dapat dilakukan dengan mengukur jarak dari titik puncak ke tempat pengamatan. Apabila puncak menggembung maka jarak tersebut akan semakin berkurang se-

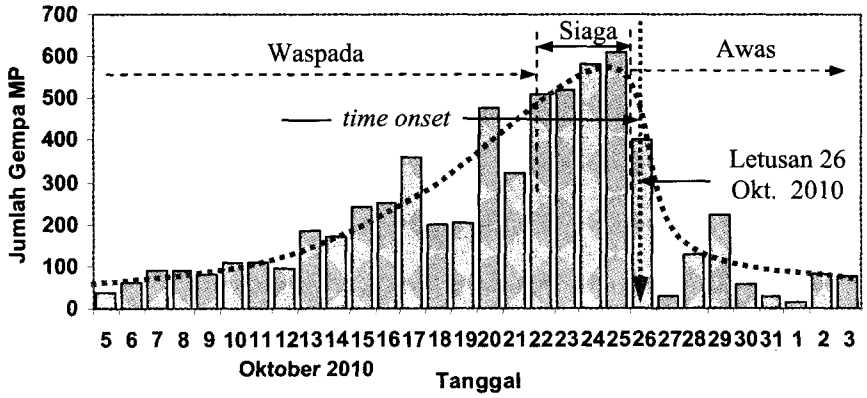


Gambar 1.46. Pemantauan deformasi dengan tiltmeter (Anonim, 1991)

suai dengan laju sesuai dengan laju penggembungan. Jenis monitoring yang lain yang sering dilakukan adalah jumlah gempa *Multi-Phase* (MP) sebagaimana yang disajikan pada Gambar 1.47) dan Gambar 1.48).



Gambar 1. 47. Perkembangan gempa Multi-Phase, MP gunung Merapi (Voight et el.,2000)



Gambar 1. 48. Perkembangan gempa Multi-Phase, MP gunung Merapi (Anonim,2010)

Gempa *Multi-Phase* adalah gempa yang terjadi akibat getaran tekanan magma pada saat terbentuknya kubah-lava baru. Tampak pada Gambar 1.47) bahwa menjelang letusan gunung Merapi 10 Juli 1998 jumlah gempa MP terus meningkat dan mencapai puncaknya ± 700 kali pada 10 Juli 1998 dan kemudian Merapi meletus. Hal senada terjadi pada Gambar 1.48) yang-mana gempa MP terus meningkat sejak awal Oktober 2010 dan mencapai puncaknya pada tanggal 25 Oktober 2010 mencapai ± 610 kali dan tanggal 26 Oktober 2010 Merapi meletus. Pola peningkatan jumlah gempa MP pada letusan Merapi 2010 tampak lebih gembung daripada pola peningkatan jumlah gempa MP pada letusan 10 Juli 1998. Ternyata, letusan Merapi 26 Oktober 2010(VEI = 4) jauh lebih besar daripada letusan Merapi 10 Juli 1998. Meningkatnya gempa MP merupakan *time onset* yang dapat dipakai sebagai *early warning.*

1.9.7 Gempa Bumi (*Earthquake*)

Gempa bumi juga termasuk bencana alam sebagaimana disampaikan di atas. Gempa bumi ini akan dibahas secara khusus dan lebih detail dibanding dengan bencana-bencana seperti

yang disebut sebelumnya. Hal ini dilakukan mengingat gempa bumi merupakan bahasan utama pada buku ini. Gempa bumi baik yang kecil, sedang maupun yang besar pada kenyataannya sudah terjadi sejak lama dan peristiwanya banyak membuat kerusakan. Oleh karena itu peristiwa gempa bumi selalu diingat dan dicatat oleh manusia sebagai suatu peristiwa yang mempunyai makna tertentu. Orang-orang terdahulu ternyata telah berusaha memberikan makna, sebab ataupun arti dari gempa bumi itu. Makna gempa bumi menurut nenek moyang umat manusia tidaklah sama seperti sekarang ini, mengingat keterbatasan ilmu pengetahuan saat itu. Makna gempa bumi berkembang mulai dari Mitos Kuno, Mitos Modern sampai pada makna gempa bumi pada era ilmu pengetahuan modern saat ini.

Gempa bumi secara pasti belum dapat diprediksi kejadiannya. Prediksi yang dimaksud adalah prediksi tempat dan waktu kejadian, magnitudo gempa maupun kedalaman fokus. Prediksi yang akurat akan sangat bermanfaat untuk tujuan kemanusiaan. Walaupun belum dapat diprediksi secara akurat, tetapi perkiraan tempat-tempat potensi kejadian gempa pada masa-masa mendatang sudah dapat diidentifikasi secara baik.

Jumlah kejadian gempa persatuan waktu/frekuensi gempa n , magnitudo gempa M berikut periode ulangnya T_R serta rentang waktu yang ditinjau N tahun, dapat dihubungkan satu sama lain dengan suatu probabilitas kejadian. Probabilitas kejadian n-gempa yang akan terjadi di suatu kawasan/patahan pada rentang periode N tahun dapat dihitung dengan (Wang, 2006),

$$P(n,N,T_R)=\frac{\left(\frac{N}{T_R}\right)^n .e^{-\frac{N}{T_r}}}{n!} \qquad 1.19)$$

yangmana n adalah jumlah gempa yang diharapkan terjadi dalam rentang N tahun dan T_R adalah periode ulang gempa.

Apabila dikehendaki tidak ada kejadian gempa selama rentang waktu yang ditinjau N tahun atau n = 0, maka probabililitas bahwa tidak ada gempa selama N tahun tersebut dapat dihitung dengan menggunakan n = 0 pada pers.1.19) atau,

$$P(0,N,T_R)=e^{-\frac{N}{T_R}} \qquad 1.20)$$

Jumlah kejadian gempa n yang diperbolehkan terjadi pada rentang waktu N tahun tidak perlu berkali-kali (n > 1), tetapi cukup n =1. Dengan demikian probabilitas kejadian gempa dengan magnitude M paling tidak 1-kali (n ≥1) selama periode N tahun adalah,

$$\begin{aligned} P(n\geq 1,N,T_R) &= 1-P(0,N,T_R) \\ &= 1-e^{-\frac{N}{T_R}} = 1-e^{-\lambda.N} \end{aligned} \qquad 1.21)$$

yangmana λ adalah *rate of occurrence* (*events/year*) = $1/T_R$

Pers.1.21) kadang kadang ditulis dalam bentuk yang lebih sederhana yaitu,

$$P(m>M)=1-e^{-\frac{N}{T_R}} \qquad 1.22)$$

P(m > M) artinya probabilitas gempa magnitude m > M akan terlampaui yang juga berarti gempa dengan magnitudo M benar-benar terjadi paling tidak 1-kali selama N tahun. Pada sisi yang lain kadang-kadang probabilitas kejadian gempa yang diperbolehkan telah ditetapkan nilainya. Disamping itu *life-time* bangunan pada umumnya juga telah ditentukan. Oleh karena itu periode ulang gempa T_R yang harus dicari. Apabila demikian maka T_R dari pers.1.22),

$$T_R=\frac{-N}{\ln[1-P(m>M)]} \qquad 1.23)$$

Misal rentang waktu yang ditinjau N = 50 tahun (dapat dikatakan sebagai *life-time* bangunan gedung) dan periode ulang gempa T_R = 475 tahun (*annual of exceedance* $1/475 = 0{,}211.10^{-2}$) maka probabilitas gempa magnitudo M akan terjadi adalah sebesar ,

$$P(n \geq 1{,}50{,}475) = 0{,}10 \qquad 1.24)$$

Pers.1.24) mempunyai arti bahwa gempa dengan magnitude M yang mempunyai periode ulang T_R = 475 tahun, maka probabilitas kejadiannya selama N = 50 tahun sebesar 10 %. Dengan demikian probabilitas kejadian gempa dengan magnitude m < M selama 50 tahun akan menjadi 90 %. Apabila P(m > M) ditetapkan 10 % selama N = 50 tahun, maka,

$$T_R = \frac{-50}{\ln[1-0.10]} = 474{,}56 \approx 475 \text{ tahun} \qquad 1.25)$$

Dibeberapa literatur, probabilitas kejadian selama N-tahun P(m>M) kadang-kadang disebut juga resiko selama N tahun yang disingkat R_N (R_N = P(m>M)). Hubungannya dengan umur bangunan N dan periode ulang gempa T_R dinyatakan dalam bentuk (Wang dan Ormsbee, 2005),

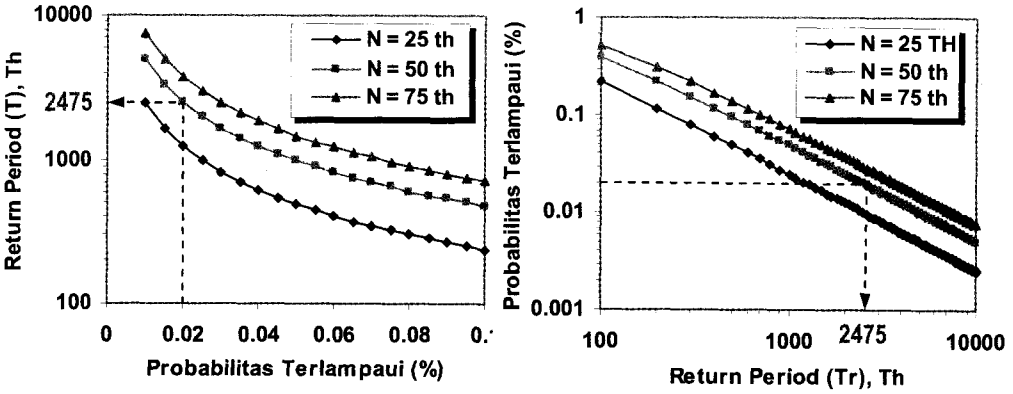
$$R_N = 1-\left(1-\frac{1}{T_R}\right)^N \qquad 1.26)$$

$$T_R = \frac{1}{1-\sqrt[N]{1-R_N}} \qquad 1.27)$$

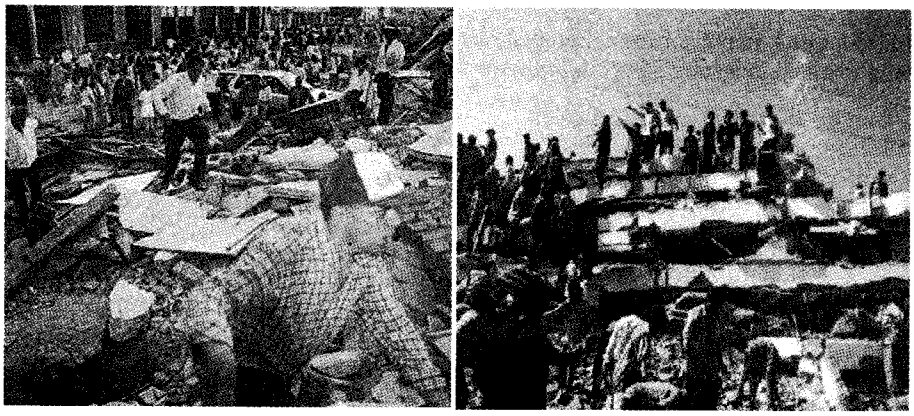
Pers. 1.26) sebenarnya sama dengan pers.1.22). Pers.1.22) adalah persamaan yang diturunkan dari prinsip Poisson, sedangkan pers.1.26) adalah ekspresi dari sisi yang lain. Dengan data yang sama seperti di atas maka,

$$T_R = \frac{1}{1-\sqrt[50]{1-0{,}10}} = 475{,}06 \approx 475 \text{ tahun} \qquad 1.28)$$

Apabila diperhatikan maka periode ulang gempa yang dihitung dengan pers.1.28) hanya sedikit sekali berbeda dengan hasil dari pers.1.25). Periode ulang gempa T_R selanjutnya dapat dihubungkan dengan percepatan tanah akibat gempa. Hal tersebut akan dibahas secara rinci di dalam bahasan *probabilistic seismic hazard analysis* (PSHA). Hubungan antara *return period* T_R dengan probabilitas terlampaui (%) disajikan pada Gambar 1.49).

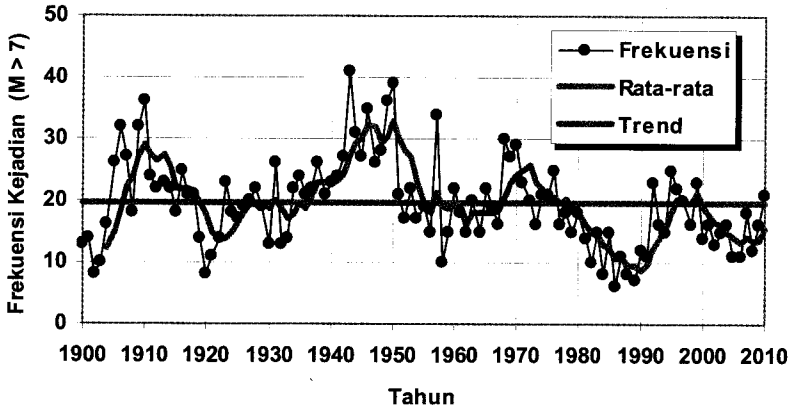


Gambar 1.49. Hubungan antara *return period* Tr dengan probabilitas terlampaui



Gambar 1.50 Bangunan Runtuh akibat gempa [ ]

Gambar 1.50) adalah kondisi evakuasi korban gempa bumi yang terjadi di Pakistan tahun 2005. Tampak bahwa bangunan gedung dapat roboh total akibat gempa dan telah mengakibatkan korban manusia yang sangat banyak. Sedangkan Gambar 1.51) adalah frekuensi kejadian gempa dengan M > 7 pada Abad ke-XX. Tampak pada gambar tersebut bahwa walaupun agak kasar, tetapi frekuensi kejadian gempa terdistribusi mendekati periodik. Juga tampak bahwa jumlah gempa dengan M > 7 pada akhir Abad ke XX dan dekade pertama Abad ke XXI cenderung lebih sedikit dibanding dengan periode tahun 1940'an.

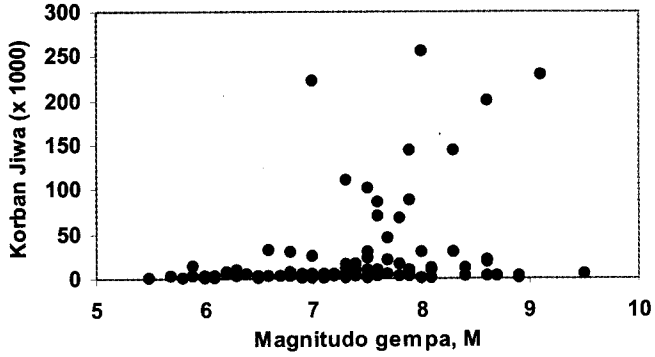


Gambar 1.51. Frekuensi Kejadian gempa (M>7) selama 1-abad

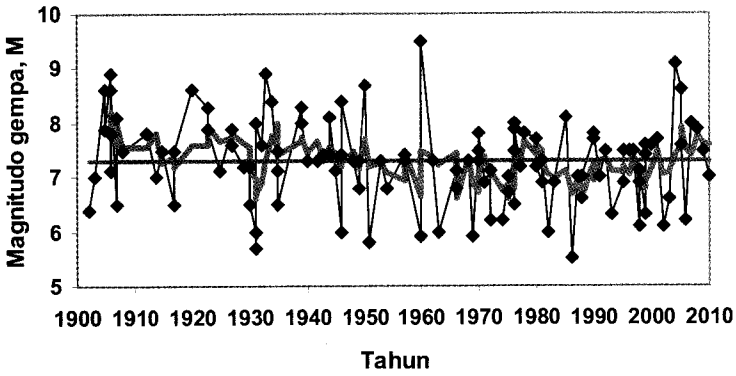
. Gambar 1.52) menunjukkan hubungan antara magnitudo gempa dengan jumlah korban. Tampak bahwa semakin besar magnitudo gempa, korban yang diakibatkan juga semakin besar. Hal ini terjadi karena pada gempa yang besar, energi yang dilepaskan juga besar, maka akibatnya juga semakin besar.

Sebenarnya gempa bumi merupakan fenomena alam biasa sama dengan fenomena alam yang lain seperti hujan, angin, gunung meletus dan sebagainya. Menyusul terjadinya gerakan lempeng tektonik pada proses pembentukan bumi, maka sejak itulah gempa bumi mulai terjadi. Kombinasi antara gerakan lempeng tektonik dan gempa bumi tersebut, memungkinkan kondisi geo-seismo-teknonik menjadi seperti sekarang ini. Tidak seperti

manfaat letusan gunung berapi, sampai saat ini belum dijumpai tulisan yang membahas tentang manfaat langsung gempa bumi terhadap manusia.



Gambar 1.52. Hubungan antara Magnitudo gempa (M) dengan Jumlah korban



Gambar 1.53. Gempa dan *trend* gempa pada Abad ke-XX

Gambar 1.52) menyajikan gempa-gempa yang mengakibatkan korban manusia lebih dari 1000 orang. Pada gambar tersebut tampak bahwa gempa-gempa yang mengakibatkan korban > 1000 orang tidak hanya gempa yang besar tetapi juga gempa-gempa sedang. Gempa San Salvador th 1986 dengan M = 5.5 telah mengakibatkan korban ± 1000 orang, gempa di USSR tahun 1931 dengan M = 5.7 telah mengakibatkan korban ± 2800 orang. Sementara itu Gambar 1.53) menunjukkan gempa-gempa dan *trend* gempa yang terjadi pada Abad ke-XX.

Monitoring tentang kejadian gempa sudah lama diusahakan oleh para peneliti. Terdapat 2-kelompok utama tentang minitoring/prediksi kejadian gempa yaitu kelompok pesimistik dan kelompok optimistik. Kelompok pesimistik mengatakan bahwa tidak mungkin memprediksi kejadian gempa secara tepat baik waktu kejadian, magnitudo, tempat dan kedalaman gempa. Hal ini didasarkan bahwa perkembangan tegangan dan regangan disetiap titik di dalam bumi sulit di diteksi secara keseluruhan karena ukuran bumi terlalu besar/luas buat manusia, batuan yang ada di dalam bumi adalah sangat bervariasi menurut waktu/usia batuan, jenis, komposisi yang kesemuannya bervariasi secara 3-dimensi. Oleh karena itu kelompok ini mengatakan bahwa memprediksi gempa secara tepat sebagaimana dikatakan sebelumnya adalah mustahil.

Tabel 1. 8 Frekuensi kejadian gempa awal abad ke-XXI

Magn	Tahun									
	2001	2002	2003	2004	2005	2006	2007	2008	2009	2010
8 - 9.9	1	0	1	2	1	2	4	0	1	1
7 - 7.9	15	13	14	14	10	9	14	12	16	21
6 - 6.9	121	127	140	141	140	141	178	153	141	152
5 - 5.9	1224	1201	1203	1514	1693	1712	2074	1330	1872	1924
4 - 4.9	7991	8541	8462	10888	13919	12838	12078	10389	6815	9351
3 - 3.9	6266	7068	7624	7935	9193	9990	9889	9835	2903	4124
2 - 2.9	4164	6419	7727	6317	4637	4027	3597	3147	3015	4315
1 - 1.9	944	1137	2509	1344	26	18	42	11	26	36
0.1-0.9	1	10	134	103	0	2	2	0	1	0
Jumlah	22728	26518	29817	30262	31624	30745	29885	26885	14808	20132

Tabel 1.9. Bencana alam gempa bumi

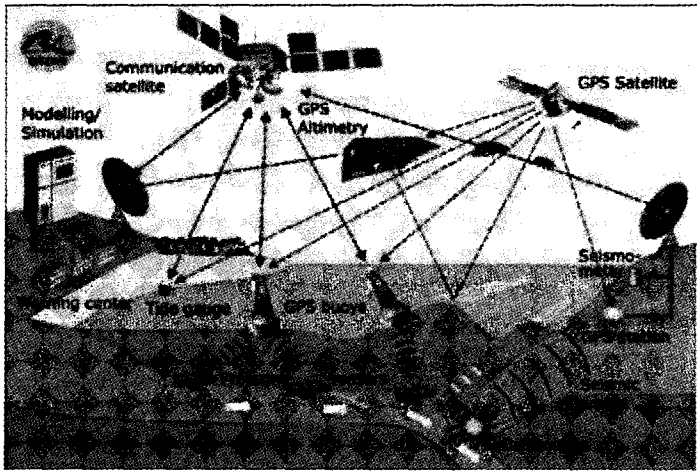
1	Fenomena penyebab	Energi yang dilepaskan (*energy released*) oleh patahan (*fault*) batuan kerak bumi akibat tegangan batuan yang sudah terlampaui
2	Karakteristik	Tanah bergetar oleh rambatan energi gempa. Getaran tanah (percepatan, kecepatan dan simpangan) mengakibatkan bangunan dipaksa untuk berdeformasi sehingga menimbulkan kerusakan
3	Daya rusak	Magnitudo gempa, jarak episenter, kedalaman pusat gempa, percepatan tanah, durasi gempa, kandungan frekuensi getaran gempa.
4	Tipe Kerusakan	1) kerusakan lingkungan : tanah retak-retak (retak biasa, terjadi patahan/*fault*), tanah amblas (*settlement*), tanah longsor (*land slide*) , batuan runtuh (*rock fall*), likuifaksi; 2) kerusakan bangunan : mulai dari bangunan amblas, bangunan terguling, rusak ringan, sedang berat dan bahkan roboh total.
5	Tipe Kerentanan	Tanah/batuan di lereng tanpa lindungan, tanah lunak, pasir halus/ lepas dengan muka air tinggi, bangunan terletak di atas tanah lunak/ tidak stabil, bangunan yang dirancang dengan memakai konsep yang tidak jelas, mutu bahan bangunan yang tidak baik, mutu pelaksanaan yang tidak memenuhi syarat.
6	*Predictability*	Saat (waktu), posisi (tempat) dan magnitudo gempa tidak/belum dapat diprediksi secara tepat (prediksi jangka pendek). Prediksi yang dapat dilakukan sifatnya adalah prediksi jangka panjang.
7	*Post Disaster*	*Relief and rescue, emergency shelter, medical assistance, water purification, logistics, communication, need assessment*
8	*Prevention, Risk Reduction*	*Hazard and vulnerability mapping, Risk assessment, Reduction of structural, environmental vulnerability Land use control,*
9	*Mitigation*	*Community awareness, education, training Strengthening the existing structure, capacity building*

Dilain sisi kelompok optimistik mengatakan bahwa perkembangan ilmu pengetahuan telah berhasil memetakan tempat-tempat kejadian gempa dimasa-masa yang lalu. Perkembangan

tentang kejadian gempa juga terus menunjukkan hal-hal yang positif dan selalu berkembang. Oleh karena itu kelompok ini optimis bahwa suatu saat kejadian gempa akan dapat diprediksi, entah kapan. Keberhasilan prediksi mungkin tidak secara keseluruhan aspek (waktu, tempat, magnitude, kedalaman) tetapi dapat saja bertahap.

Tabel 1.8) menyajikan contoh frekuensi kejadian gempa dunia pada dekade pertama Abad ke XXI. Berdasarkan tabel tersebut tampak bahwa gempa-gempa yang besar (M > 7) memang relatif jarang terjadi, jumlah kejadian tiap tahun kira-kira juga relatif konsisten. Sedangkan Tabel 1.9) adalah menyajikan fenomena bencana alam gempa bumi yang ditinjau dari beberapa aspek.

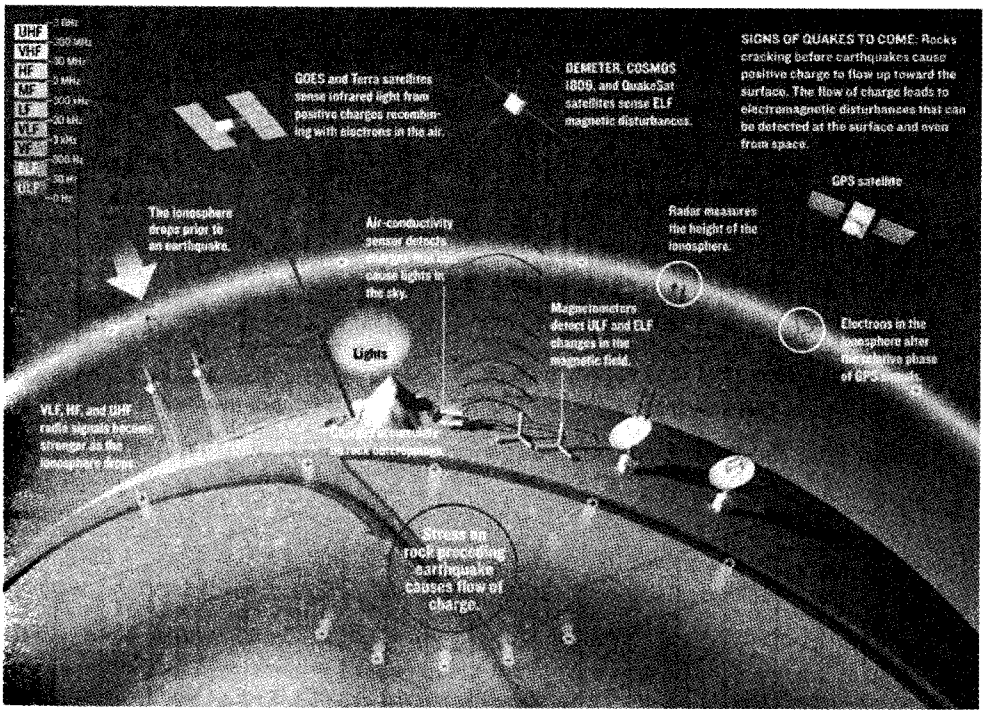
Tidak seperti ancaman bencana alam yang lain sebagaimana disampaikan sebelumnya, untuk kejadian gempa bumi hampir tidak/belum ada program *early warning* yang memadai. Hal ini terjadi karena sampai sekarang ini para peneliti belum berhasil melakukan prediksi kejadian gempa bumi. Beberapa teori prediksi kejadian gempa yang sudah dikembangkan pada umumnya masih bersifat konfirmasi terhadap kejadian gempa-gempa yang baru terjadi.



Gambar 1.54. Skema deteksi kejadian gempa untuk *tsunami early warning* (Google.co.id)

Program deteksi kejadian gempa untuk tujuan *tsunami early warning* yang secara skematis disajikan pada Gambar 1.54) belumlah termasuk monitoring/prediksi kejadian gempa. Hal yang dilakukan adalah diteksi kejadian gempa kemudian ditindak lanjuti untuk tujuan *tsunami early warning. Disaster Early Warning* yang dimaksud lebih dimaksudkan pada identifikasi gejala-gejala awal sebelum kejadian bencana terjadi sehingga masih ada waktu untuk peringatan dini, evakuasi, mengungsi dll.

Khusus untuk gempa bumi, gejala-gejala awal sebelum kejadian memang relatif sulit diidentifikasi. Para peneliti telah berusaha mengindentifikasi gejala-gejala sebelum kejadian gempa terjadi (*precursors*) namun belum dapat dipakai untuk tujuan prediksi gempa. *Precursors* yang dimaksud dapat dibagi menjadi 4-kelompok besar (Widodo,2009) yaitu berdasarkan aspek :1) *geophysic anomalies*; 2) *geochemistry anomalies*; 3) *geodetic anomalies* dan 4) *geo-atmospheric interaction aninalies.* Semua *precursors* yang timbul dari semua aspek tersebut pada hakekatnya adalah akibat dari retak-retaknya batuan *rich-quartz-granite* sebelum gempa terjadi. Semua *precursors* yang terjadi secara skematik disajikan pada Gambar 1.55).



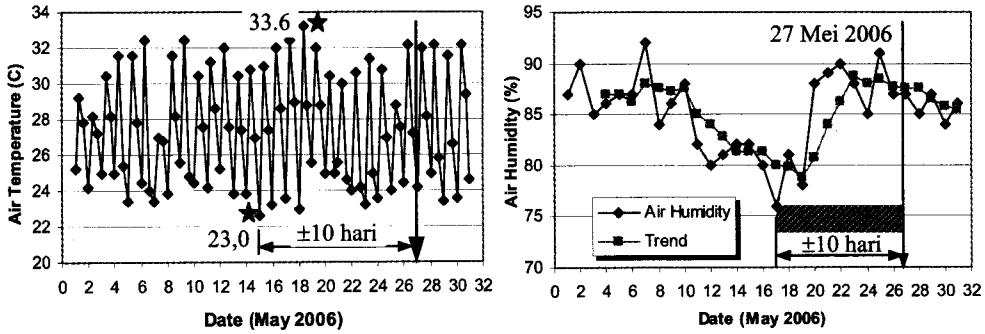
Gambar 1.55. Sistim deteksi prediksi kejadian gempa (Google.go.id)

Precursors yang timbul dari aspek *geophysics* misalnya adalah *earthquake light, geomagnetic anomaly, heat current, Vp/Vs anomaly, foreshocks, seismic gap, gravitational field anomaly* . Sementara itu aspek *geochemistry* misalnya adalah *water temperature* dan *radon concentration increase*. Dari aspek *geodetic* misalnya timbulnya *water level drop, surface tilting* dan dari aspek *geo-atmospheric interaction* misalnya adalah *thermal anomaly, air humadity increase, cloud anomaly, frequency/radio signal anomaly*. Semua anomali tersebut dimaksudkan sebagai *precursors* yang dapat dipakai untuk prediksi kejadian gempa. Namun demikian, seperti disampikan sebelumnya usaha-usaha untuk memprediksi jangka-pendek kejadian gempa sampai saat ini belum berhasil.

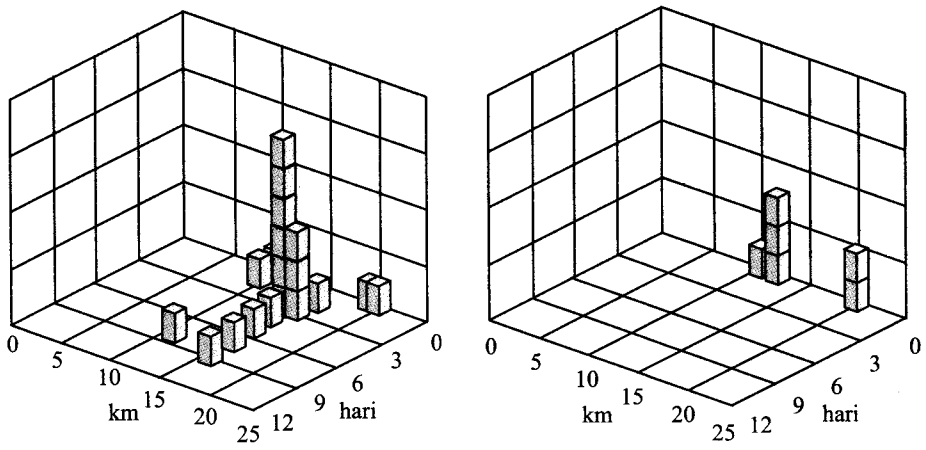
Berdasarkan *precursors* tersebut banyak dikembangkan metode deteksi kejadian gempa yang diantaranya *geo/electromagnetic anomaly, thermal anomaly, cloud method, animal behavior* dll (Widodo,2009). Metode *thermal anomaly* telah dipakai oleh Quattrocchi dkk (2003), Guangmeng (2004), Pulinets (2004), Dunajecka & Pulinets (2005), Lixin dkk (2005), Pulinets dkk (2006) dan Liu dkk (2009). Widodo(2009) telah meneliti hal yang sama hasilnya adalah seperti yang tampak pada Gambar 1.56).

Thermal anomaly theory mengatakan bahwa sebelum gempa akan terjadi suhu ekstrim rendah dan ektrim tinggi. Pada Gambar 1.56) suhu ekstrim rendah adalah 23,0°C terjadi pada tanggal 15 Mei 2006 dan ekstrim tinggi 33,6°C terjadi pada tanggal 18 Mei 2006. Teori itu juga mengatakan akan terjadi peningkatan kelembaban udara sebelum terjadi gempa yang pada Gambar 1.56) terjadi antara 17 – 25 Mei 2006. Gempa Yogyakarta terjadi tanggal 27 Mei 2006. berarti ± 10 hari setelah dimulai gejala *thermal anomaly*. Namun demikian sekali lagi disampaikan bahwa hal ini sifatnya baru bersifat konfirmasi, artinya penelitian dilakukan

setelah gempa terjadi. Selanjutnya Widodo (2009) juga menyajikan data bahwa kondisi yang mirip dengan hal di atas tetapi tidak selalu diikuti dengan kejadian gempa bumi.



Gambar 1.56. *Thermal anomaly* sebelum gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 (Widodo,2009)



a) Earthworms b) Bird Families

Gambar 1.57. *Animal behaviors* sebelum gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 (Widodo,2009)

Disamping *thermal anomaly*, Widodo (2009) juga meneliti tentang reaksi/perilaku binatang (*animal behaviors*) sebelum terjadi gempa bumi. Hasilnya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 1.57). *Strange animal behaviors* dapat didasarkan atas 3-hal utama yaitu :1) *unusual place*; 2) *unusual time* dan 3) *unusual number*. Pada kenyataannya sebelum gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 terjadi, cacing-cacing tanah (*earthworms*) telah keluar dari dalam tanah di banyak jalan/pekarangan, dalam jumlah yang sangat banyak, terjadi di banyak tempat, antara 10 – 1 hari sebelum gempa dan pada jarak 7-20 km dari pusat gempa sebagaimana tampak pada Gambar 1.57.a). Bulan Mei adalah musim kemarau adalah tidak ızim bagi cacing-cacing tanah dalam jumlah yang sangat banyak keluar dari dalam tanah

Banyak binatang menunjukan respons yang aneh sebelum gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 misalnya burung bangau sawah kebingungan dan terbang kesana-kemari tidak menentu, burung di dalam sangkar bergejolak, ayam jago terbang kesana-kesini tidak menentu, itik-itik didalam kandang berbunyi aneh ketakutan sepanjamg malam, tikus-tikus yang berseliweran

kesana kemari, ular peliharaan di dalam sangkar bergejolak seolah ingin melepaskan diri. Menurut Freund (2003) hal tersebut terjadi karena gelombang elektro-magnetik yang merambat akibat retaknya batuan granit yang kaya silika bawah tanah sebelum terjadi gempa dapat dideteksi oleh *sensory mechanism* oleh binatang-binatang tersebut. *Sensory mechanism* binatang dapat mendeteksi gelombang cahaya, gelombang suara, gelombang elektromagnetik, gelombang panas, gelombang energi getaran, sifat/unsur kimiawi yang kesemuannya dapat dideteksi oleh binatang melalui mata/penglihatan, telinga/ pendengaran, rambut, hidung/perasa dan organ deteksi yang lain (Widodo,2009). Pada penelitian tersebut juga ada responden yang menyaksikan semacam *earthquake-light*, awan aneh (*stange-cloud*) dll. Apabila keakuratan kejadian hal-2 tersebut sudah terverifikasi secara baik maka hal-hal tersebut merupakan *local wisdom* yang dapat dipakai sebagai *early warning*.

1.10 Akibat yang Ditimbulkan oleh Gempa Bumi

Menurut Wang and Law (1994) akibat yang ditimbulkan oleh gempa bumi dapat dikategorikan menjadi dua golongan besar. Akibat yang pertama adalah akibat langsung (*direct effects*) dan akibat yang kedua adalah akibat tidak langsung (*indirect effects*).

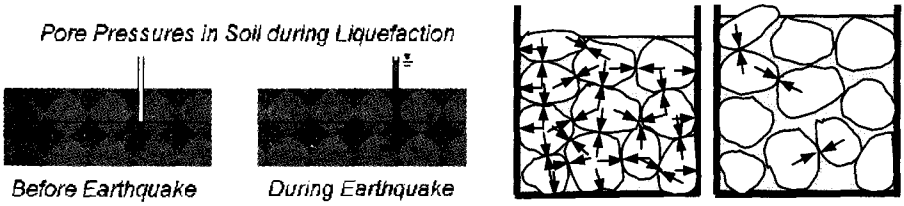
1.10.1 Akibat Langsung

Akibat langsung yang dimaksud adalah kerusakan struktur tanah ataupun kerusakan sesuatu diatas tanah. kerusakan-kerusakan itu diantaranya adalah sebagai berikut ini.

1.10.1.a Likuifaksi (*liquefaction*)

Likuifaksi sering terjadi sebagai akibat dari peristiwa gempa bumi. Likuifaksi adalah berkurangnya/hilangnya daya dukung tanah pasir akibat berkurangnya/ hilangnya tekanan antar butir-2 pasir (*inter-ganular stress*) yang diilistrasikan pada Gambar 1.58).

Gempa bumi akan menimbulkan gerakan siklik dan hal ini akan menaikkan tegangan air pori pada tanah pasir yang jenuh air. Tegangan air pori akan meningkat sampai batas tertentu sehingga dapat memisahkan kontak antara butir-butir pasir. Akibat yang ditimbulkan adalah hilangnya tekanan antar butir, padahal tekanan antar butir ini sangat diperlukan dalam rangka menimbulkan tegangan geser. Apabila tegangan geser antar butir menjadi minimum atau nol, maka kekuatan tanah pasir akan hilang. Kondisi tersebut adalah kondisi likuifaksi (Gambar 1.58) yangmana tanah pasir akan menjadi/menyerupai bubur dan hampir tak mempunyai kekuatan lagi. Contoh kejadian likuifaksi adalah seperti yang disajikan di Gambar 1.59).



Gambar 1.58. Tekanan air pori meningkat selama gempa

Lebih lanjut Wang dan Law (1994) mengatakan bahwa untuk mengetahui pada saat-sat mendatang apakah di suatu lokasi akan terjadi likuifaksi dapat diidentifikasi melaui hal-hal seperti berikut ini :

a) Apakah di lokasi itu terdapat hubungan yang sudah baku antara parameter gempa (misalnya percepatan tanah dan magnitudo gempa) dengan intensitas gempa ?. Apabila sudah ada hubungan yang baku maka umumnya likuifaksi akan terjadi apabila intensitas gempa ditempat itu Imm > VI (skala 12) .

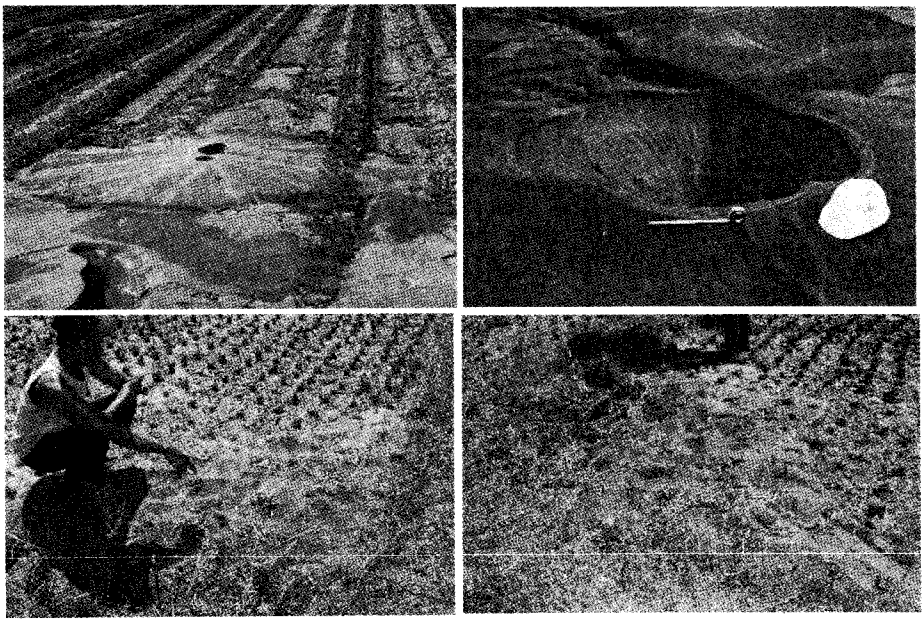
b) Apakah terdapat tanah pasir jenuh air pada kedalaman antara 0.80 - 15,0 meter, karena likuifaksi umumnya terjadi pada rentang kedalaman itu. Apabila tidak ada air-tanah yang tinggi maka likuifaksi tidak akan terjadi.

c) Apakah pada situs itu mempunyai geomorpologi yang kurang baik, misalnya pada endapan pasir di sungai, endapan pasir pada delta sungai, endapan pasir di suatu danau atau suatu endapan pasir yang sudah tertimbun ?.

d) apakah di daerah itu sudah pernah terjadi likuifaksi sebelumnya ?. Apabila sudah maka kemungkinan akan terjadi lagi, apabila belum tinggal prasarat untuk terjadi likuifaksi dipenuhi atau tidak.

e) Apakah ada bukti-bukti lain di sekitarnya misalnya adanya pohon atau bangunan yang tumbang/terguling akibat gempa itu ?.

f) Apakah butir-butir tanah pasirnya halus (diameter < 0.30 mm) dan tidak padat ?. Apabila tidak maka kecil sekali kemungkinan terjadinya likuifaksi.

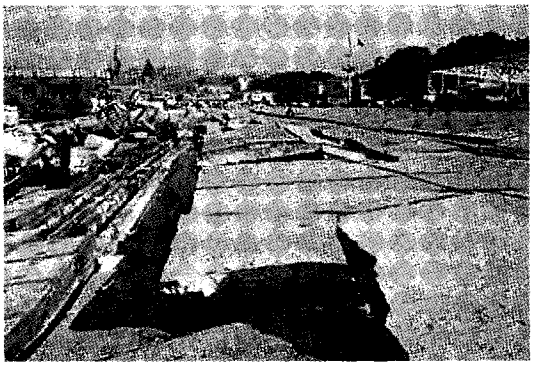


Gambar 1.59. Likuifaksi, akibat gempa [Google], (atas), gempa Yogya 2006 (bawah)

1.10.1.b Penurunan Tanah (*soil settlement*) dan Runtuhnya Lapis Tanah (*collapse*)

Penurunan permukan tanah akibat gempa bumi sering terjadi. Sebagai contoh, pada gempa Kobe (1995) penurunan permukaan tanah cukup dominan karena kualitas tanahnya sangat jelek, yaitu tanah bekas reklamasi. Walaupun sudah dipadatkan secara mekanis tetapi secara keseluruhan tanah reklamasi tersebut belum merupakan tanah yang kompak dan teruji akibat

beban siklik. Penurunan permukaan tanah dapat terjadi baik akibat likuifaksi suatu lapisan di bawah permukaan maupun oleh pemadatan suatu lapisan akibat beban siklik (Gambar 1.60). Sedangkan runtuhnya lapisan tanah (*collapse settlement*) adalah runtuhnya suatu lapisan tanah akibat adanya gua, bekas tambang ataupun lapisan tanah yang relatif lemah (*soft layer*).



Gambar 1.60 Settlement akibat gempa Izmit, Turkey, 1999 [ ]

1.10.1.c Tanah Longsor (*landslides*) dan batu longsor (*rockslide/rockfall*)

Tanah longsor (*landslides*) dan batu longsor (*rock slides/fall*) seperti pada Gambar 1.61) dapat disebabkan baik oleh beban statik maupun beban dinamik seperti gempa bumi. Gelombang geser di permukaan tanah akibat gempa akan mengakibatkan adanya tambahan gaya pada suatu lereng/tebing yang arahnya horisontal. Kombinasi gaya gravitasi dan gaya horisontal tersebut dapat mengakibatkan kuat-geser tanah pada jalur kritis tidak lagi mampu menahan beban. Oleh karena itu terjadilah tanah/tebing longsor/*landslides*. Tanah longsor juga dapat diakibatkan oleh adanya likuifaksi pada salah satu bagian tebing atau tanah dasar.

Gambar 1.61) Rockfall akibat gempa Yogyakarta 2006 (Hausler,2006 &), [ ]

1.10.1.d Retakan Permukaan Tanah (*Ground Breaking, Faulting*)

Retak-retak pada permukaan tanah sering dijumpai walaupun bukan oleh gempa bumi. Pada suatu jalan yang kanan/kirinya terdapat lembah, sering terjadi retak-retak di permukaan tanah. Retak-retak tersebut adalah adanya regangan tarik tanah yang sudah melampaui batas regangan tarik > 0.001) sehingga timbullah retak. Regangan tarik pada tanah tersebut dapat

disebabkan oleh beberapa hal. Sebab pertama adalah oleh gaya gravitasi sebagai contoh yang disebut, sedangkan sebab yang lain adalah oleh adanya gaya-geser, desak, tarik ataupun kombinasinya oleh gempa bumi.

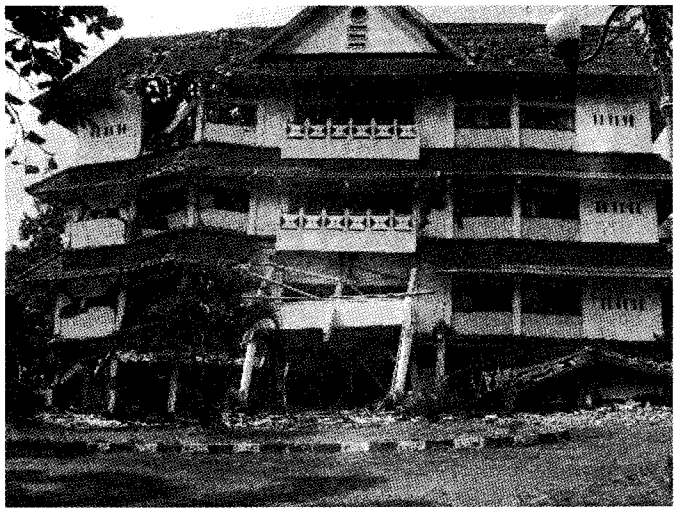
Energi yang dilepaskan saat terjadi gempa bumi adalah sangat besar, dan energi mekanik saat terjadinya gempa diubah menjadi energi gelombang yang merambat kesegala arah. Mengingat energi tersebut sangat besar maka tidak mengherankan apabila menyebabkan tegangan (tarik,desak, geser, kombinasi) pada permukaan tanah. Retak/pecahnya permukaan tanah ada yang relatif pendek dan dangkal tetapi ada yang sangat panjang (dapat ratusan kilometer), sangat dalam (puluhan kilometer) dan cukup lebar (beberapa meter). Retaknya permukaan tanah yang relatif kecil kadang-kadang masih disebut *ground breaking* namun demikian rekahan yang lebih lebar/jauh umumnya disebut *fault rupture*. Dibeberapa kejadian gempa mungkin saja *fault* yang dimaksud tidak sampai pada permukaan tanah tetapi terjadi di dalam tanah, misalnya pada gempa Northridge (1994) di USA, tetapi ada yang sampai di permukaan tanah seperti gempa Izmit, Turkey (1999) sebagaimana tampak pada Gambar 1.62).

Gambar 1.62. *Ground breaking/faulting* pada gempa Izmit (1999) dan gempa Yogyakarta.

1.10.1.e Kerusakan Bangunan

Sebangian besar bangunan karya manusia sekarang ini berada di atas permukaan tanah. Apabila tanah yang ditempati bangunan mengalami gangguan baik berupa getaran, retak-retak kecil dan bahkan terjadi fault, maka bangunan yang berada di atasnya jelas akan terganggu. gangguan tersebut mulai dari hanya bergetar mengikuti getaran tanah, bergetar dan mengakibatkan kerusakan ringan, rusak sedang, rusak berat sampai runtuh sama sekali. Bangunan yang dimaksud adalah bangunan apa saja yang terletak di atas muka tanah. Kerusakan yang paling banyak menimbulkan korban manusia adalah kerusakan bangunan gedung, sedangkan kerusakan bangunan-bangunan seperti jembatan, dermaga pelabuhan, jalan, fasilitas-fasilitas air minum, minyak dan gas dan bangunan-bangunan yang lain akan banyak mengakibatkan kerugian harta benda.

Kerusakan bangunan-bangunan tersebut ada yang di akibatkan oleh kerusakan struktur tanah maupun kerusakan akibat strukturnya sendiri sebagaimana yang tampak pada Gambar 1.63). Kerusakan struktur dapat terjadi karena rusaknya struktur utama penahan beban maupun kerusakan elemen non-struktur. Kedua kerusakan tersebut akan dibahas lebih lanjut pada buku ini.



Gambar 1.63 Kerusakan bangunan akibat gempa Yogyakarta 27 Mei 2006.

1.10.2 Efek Tidak Langsung

Law dan Wang (1994) mengatakan bahwa yang dimaksud efek tidak langsung adalah efek yang diakibatkan oleh kondisi situs (*topographical effects*) dan kondisi tanah (*site effects*) yang mana kerusakan bangunan diperparah oleh peristiwa/akibat dari propagasi/rambatan gelombang gempa. *Site effects* umumnya akan ditentukan oleh endapan tanah meliputi jenis tanah (tanah pasir, lempung atau campuran), properti tanah (indeks plastisitas, angka pori, derajat konsolidasi), ketebalan endapan dan konfigurasi endapan. Masalah-masalah ini akan dibahas lebih rinci di depan. Efek tidak langsung itu dapat dikategorikan sebagai berikut :

1.10.2.a Akibat Resonansi

Resonansi adalah peristiwa membesarnya respon suatu objek akibat adanya kesamaan periode getar struktur dan periode getar tanah/situs. Mengingat bangunan terletak di atas tanah, maka terdapat interaksi antara tanah dengan bangunan. Apabila bangunan dianggap dijepit secara kaku oleh tanah maka kejadian ini menganggap tidak ada interaksi antara bangunan dengan tanah. Namun demikian tanah tidak dapat menjepit secara kaku fondasi bangunan sehingga apabila terjadi getaran maka interaksi antara bangunan dengan tanah tidak adapat dihindarkan. Resonansi adalah akibat adanya interaksi tersebut dan pada saat itu interaksi mengakibatkan efek maksimum.

Ada beberapa indikasi yang dapat diperhatikan apakah di suatu lokasi telah terjadi efek resonansi yaitu dengan hal-hal sebagai berikut :

a. Apakah ada konsistensi antara periode getar tanah di lokasi/situs dengan pola kerusakan bangunan ? (periode getar dapat ditentukan baik dengan pengukuran maupun estimasi),

b. Adakah terdapat indikasi bangunan yang relatif fleksibel mengalami kerusakan yang lebih parah daripada bangunan kaku pada situs yang jauh dari sumber gempa ?,

c. Adakah terdapat kecenderungan kerusakan bangunan pada kondisi yang berlawanan dengan butir sebelumnya ?.

d. Apakah terdapat bangunan yang mempunyai tingkat kekakuan yang berbeda dan mengalami kerusakan yang berbeda secara konsisten pada situs yang sama ?.

1.10.2.b Akibat Amplifikasi

Gelombang energi gempa akan merambat dari sumber gempa menuju kesegala arah. Sebelum sampai di permukaan tanah, gelombang energi gempa akan sampai pada lapisan tanah keras (*base rock*) yang letaknya di bawah permukaan tanah. Kedalaman lapis *base rock* ini akan bergantung pada kondisi setempat. Rambatan gelombang energi gempa dari *base rock* sampai permukaan tanah akan mengalami kemungkinan amplifikasi, deamplifikasi maupun *filtering effect* yaitu penyaringan/proses modifikasi kandungan frekuensi gempa.

Menurut teori fisika, daya serap media atas energi yang dibawa oleh suatu gelombang akan bergantung pada kekakuan media (dapat ditranfer ke frekuensi getaran media) dan frekuensi gelombang yang merambat. Sudah dikenal secara luas bahwa media yang lebih kaku akan mampu menyerap energi yang lebih baik daripada media yang lembek/*soft*. Dilain fihak juga telah diketahui bahwa getaran dengan frekuensi tinggi relatif mudah diserap energinya daripada getaran dengan frekuensi rendah. Akhirnya teori tersebut mengatakan bahwa tingkat penyerapan energi gelombang akan berbanding terbalik dengan panjang gelombangnya. Gelombang dengan frekuensi tinggi mempunyai periode getar yang kecil, dan dengan kecepatan gelombang tertentu maka gelombang ini akan mempunyai panjang gelombang yang pendek. Dengan demikian energi yang dibawa oleh gelombang frekuensi tinggi akan lebih mudah diserap oleh media yang dilaluinya daripada gelombang dengan frekuensi rendah.

Selanjutnya *filtering effects* akan memperpanjang gelombang gempa sekaligus memperpanjang durasi getaran. Oleh karena itu gelombang yang sudah melalui media yang cukup jauh (jarak episenter jauh) akan mempunyai kandungan frekuensi yang relatif rendah dan durasi getaran yang relatif lama. Dengan kondisi seperti itu pengaruh jarak episenter (jarak dari sumber gempa sampai ke situs) akan mempengaruhi kerusakan bangunan yang terjadi.

Amplifikasi adalah membesarnya respon tanah (percapatan, kecepatan ataupun simpangan) dan akan banyak berkaitan dengan tanah yang bersifat elastik atau tanah yang degradasi kekuatannya relatif kecil. Tanah seperti itu sekaligus mempunyai kemampunan menyerap energi yang relatif kecil, contohnya adalah tanah lempung lunak yang mempunyai indeks plastisitas (*Plasticity Index, PI*) cukup besar. Sebaliknya tanah pasir mempunyai degradasi kekuatan yang cukup besar dan mempunyai daya serap energi yang cukup besar. Oleh karena itu amplifikasi akan banyak terjadi pada tanah lempung daripada tanah yang berpasir. Di samping properti tanah maka kombinasinya dengan ketebalan endapan akan memperburuk situasi (amplifikasi). Sebaliknya tanah pasir akan mengalami deamplifikasi (mengecilnya respon tanah). Amplifikasi situs sering kali terjadi misalnya yang sangat mencolok adalah amplifikasi pada gempa El Centro (1940), gempa San Fernando (1971), gempa Mexico (1985), gempa Northridge (1994).

Untuk identifikasi apakah kemungkinan pada suatu situs akan terjadi amplifikasi maka dapat diperiksa dengan hal-hal berikut ini.

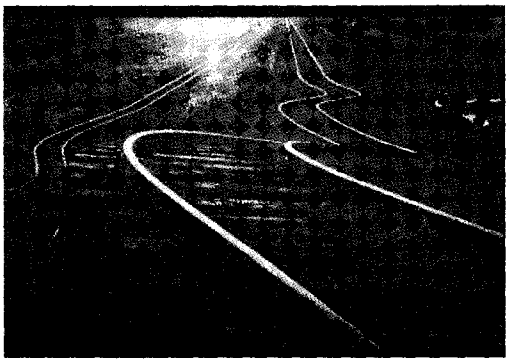
a. Apakah situs tersebut terletak di atas tanah lempung endapan, endapan di lereng perbukitan, endapan disekitar sungai ataupun danau yang mempunyai properti dan kedalaman endapan seperti disebut di atas ?,

b. Apakah terdapat perbedaan kerusakan bangunan yang cukup siknifikan pada suatu tempat yang ada hubungannya dengan kondisi tanah ?,

c. Apakah ada sejarah amplifikasi yang pernah terjadi sebelumnya ?.

1.10.2.c Akibat *Wave-Field*

Wave-field yang dimaksud adalah gelombang gerakan tanah akibat kompleksitasnya kombinasi antara gelombang Rayleigh (R-wave) dan gelombang *Love* (*L-wave*) yang ada di permukaan tanah (*surface-waves*). Gerakan muka tanah akibat kombinasi gelombang ini akan berakibat pada fasilitas-fasilitas pipa di dalam tanah, fasilitas kabel-kabel dibawah tanah, rel kereta api, badan jalan-raya, saluran air atau bahkan jembatan sebagaimana yang tampak pada Gambar 1.64).



Gambar 1.64. Rel kereta api yang bergeser akibat *wave-field* [ ]

Rusaknya struktur-struktur seperti itu bukan diakibatkan oleh adanya gaya gempa yang bekerja pada massa struktur, karena walaupun terdapat percepatan tetapi massa struktur-struktur itu relatif kecil (khususnya pipa dan rel kereta api). Rusaknya struktur semata-mata karena adanya gerakan/gelombang permukaan tanah. Cara mengidentifikasi apakah kemungkinan terjadinya *wave-field* yang cukup besar dapat dilihat dari :

a. Apakah terdapat kerusakan saluran pipa baik pipa air minum, minyak, gas ataupun untuk kabel ?

b. Adakah terjadi pembengkokan/penurunan saluran, sungai atau terlepasnya jembatan dari pangkal fondasinya ?

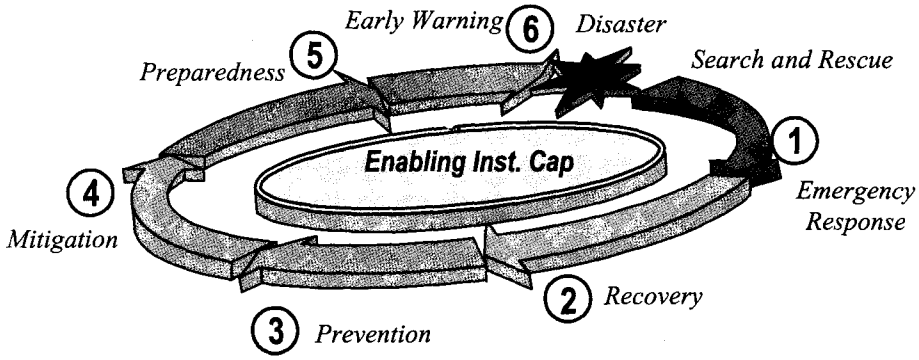
1.11 Managemen Kebencanaan

1.11.1 Siklus Managemen Bencana

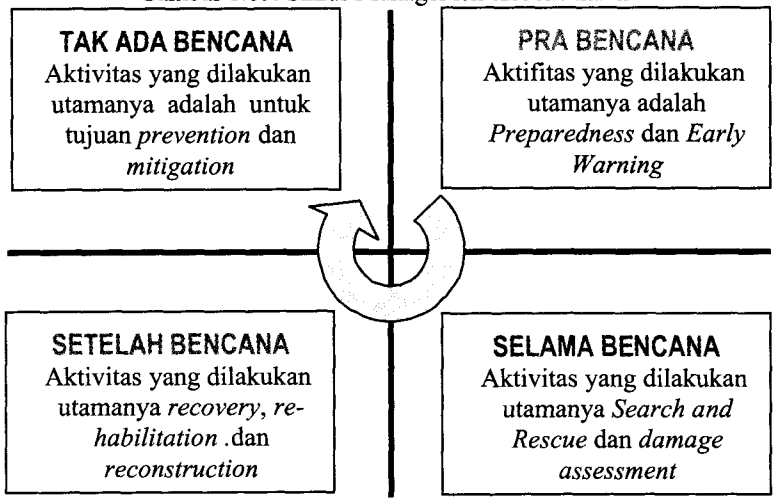
Pada Gambar 1.4) telah disajikan hubungan antara ancaman luar (*hazard*) dan kerentanan internal (*vulnerability*). Sementara itu terdapat unsur lain yang dapat mendukung pengurangan resiko bencana (*Disaster Risk Reduction DRR*) yaitu kapasitas (*capacity*). Antara *hazard, vulnerability* dan *capacity* akan menentukan tingkat resiko (*risk*) disuatu tempat akibat suatu jenis ancaman bencana alam tertentu. Resiko akibat bencana akan dapat diturunkan salah satunya apabila elemen kapasitas dapat ditingkatkan.

Sebagaimana disampaikan sebelumnya, peningkatan elemen kapasitas dapat dilakukan diantaranya adalah dengan meningkatkan kapasitas institusi dalam bentuk pelaksanaan Managemen Kebencanaan dan peningkatan kualitas *enabling capacity.* Managemen Kebencanaan (*Disaster Management*) secara umum terdiri atas 2-kelompok besar yaitu :

1. Periode *Crisis Management*
   Pada periode *Crisis Management* maka ada beberapa kegiatan pokok yang sangat penting yaitu : 1) *Search and Recsue (SAR)* yang didahuluai oleh *Fist Quick Assessment;* 2) *Emergency Response* yang didahului oleh *Disaster Need Assesment* dan 3) *Disaster Recovery* yang didahului oleh *Disaster Damage Assessment.* Periode SAR kadang-kadang juga disebut periode *golden hours* karena begitu pentingnya periode itu untuk menyelamatkan nyawa dan meringankan penderitaan manusia.
2. Periode *Risk Management*
   Pada periode *Risk Management* program-program ditekankan pada program jangka – panjang sampai jangka pendek mendekati siklus bencana berikutnya. Perlu diketahui bahwa semua bencana alam mempunyai periode ulang tertentu. Aktivitas-2 di *Risk Management* diantaranya adalah : 1) *Disaster Prevention* (prevensi jangka panjang) ; 2) *Disaster Mitigation* (Mitigasi jangka menengah); 3) *Disaster Preparedness* (Kesiapsiagaan) dan 4) Periode *Early Warning* (Pingatan Dini).



Gambar 1.65. Siklus Managemen Kebencanaan



Gambar 1.66. Aktivitas dalam siklus manajemen kebencanaan

1.11.2 Aktivitas-aktivitas Pokok Tiap-2 Siklus Bencana

Secara skematis elemen-elemen managemen Kebencanaan adalah seperti yang disajikan pada Gambar 1.65) dan Gambar 1.66). Secara garis besar aktivitas-aktivitas pokok tiap-tiap siklus tersebut adalah sebagai berikut ini.

1. *Search and Rescue (SAR)*

Sebenarnya adalah kegiatan lanjutan/sambungan peringatan dini, karena dalam hal ini bencana benar-benar telah terjadi. Apabila sudah dilakukan peringatan dini tetapi korban benar-benar tidak terhindarkan maka akan dilakukan kegiatan-kegiatan :

1) perintah pencarian korban (*seach*);
2) pertolongan pertama terhadap korban (*first aid*);
3) evakuasi korban ketempat yang lebih aman, dan penanganan proses penyembuhan,
4) membantu pemenuhan kebutuhan kesehatan dan sehari-hari (*needs assessment*)

2. Tanggap Darurat (*Disaster Emergency Response*)

Adalah kegiatan untuk antisipasi, sebelum dan segera setelah bencana terjadi dengan tujuan untuk meminimalisir dampak akibat bencana. Diantara kegiatan-kegiatan pokoknya mulai dari :

1) koordinasi *stakeholders* oleh pemerintah pusat/daerah;
2) komunikasi dan koordinasi instansi secara lintas sektoral;
3) melakukan asesmen dampak bencana;
4) penyiapan segala sumberdaya dan material lokal;
5) melaksanakan penanganan tanggap darurat menurut SOP yang berlaku;
6) menggunakan teknologi untuk meningkatkan efektifitas dan efisiensi pelaksanaan tanggap darurat.

3. Pemulihan (*Disaster Recovery*)

Adalah kegiatan pemulihan dari kondisi darurat ke kondisi normal yang dimulai dari :

1) pembersihan reruntuhan (segala macam debris);
2) koordinasi instansi-2/donatur-2 potensial;
3) melakukan asesmen terhadap kerusakan (fisik & non-fisik);
4) menyusun dan menerapkan *strategy* dan *recovery policy* ;
5) penyediaan hunian sementara (*shelter*),
6) melakukan usaha pemulihan kehidupan sosial, aktivitas produksi/ekonomi;
7) dalam jangka panjang melakukan perbaikan/pembanganan infra-struktur;
8) melakukan rehabilitasi dan rekonstruksi segala macam bangunan

4. Pencegahan *(Disaster Prevention)*

Adalah usaha penaggulangan bencana jangka panjang yang tujuannya untuk mencegah/ menghindari kemungkinan terjadinya bencana. Aktivitas jangka panjang yang dikakulan mulai dari :

1) menyusun, menerapkan, menertibkan tata-guna lahan;
2) melakukan proteksi terhadap sumberdaya alam (*checkdam*, sabuk hijau, normalisasi aliran/tepian sungai, pemeliharaan tanaman di bukit, penghutanan kembali dll);
3) penataan pemukiman/ *resettlement*;
4) melakukan identifikasi & asesmen resiko bencana;
5) menyusun Rencana Penanggulangan Bencana (RPB) termasuk regulasi pendukungnya;
6) melakukan kajian/penelitian semua hal yang ada hubungannya dengan kebencanaan;

7) melakukan seminar, *workshop*, diseminasi hasil-hasil penelitian;
8) membuat, mencetak, mensosialisasikan brosur, *leaflet*, poster, panduan-2 penaggulangan bencana;
9) melakukan sertifikasi keahlian;
10) melakukan audit terhadap sistim, prosedur, mekanisme serta audit semua jenis bangunan/infra-struktur.

5. Mitigasi Bencana (*Disaster Mitigation)*

Adalah kegiatan lanjutan dari *prevention* yang tujuannya adalah untuk mengurangi dampak bencana yang kemungkinan terjadi. Ada beberapa fihak yang menggabungkan antara *prevention* dengan *mitigation*, tetapi dalam hal ini lebih baik dipisah karena *prevention* bersifat jangka panjang sedangkan *mitigation* sudah relatif dekat dengan operasioanal penaggulangan bencana. Kegiatan *mitigation* dapat dimulai dari :

1) pemahaman/ pendalaman Rencana Penanggulangan Bencana (RPB);
2) menyusun Rencana Operasional penanggulangan bencana (*Contingency Planning*);
3) mulai koordinasi terhadap instansi terkait dan *stakeholders* yang terlibat;
4) membangun kesadaran tentang peran dan tanggung-jawab masing-2 (*risk sharing*);
5) menyusun bentuk-2 program *awareness, training skills;*
6) menyusun rencana mobilisasi sumber daya, *materials*;
7) menyusun *standard operational & procedures* (SOP) dll.

Stakeholders penanggulangan bencana terdiri atas :1) *policy makers;* 2) aparat pemerintah; 3) pendidik (*educators*); 4) tenaga ahli/profesional; 5) pelaku bisnis; 6) pemuka masyarakat (*community leaders*); 7) organisasi non-pemerintah (NGO) dan 8) kesatuan (ABRI, Polri).

6. Kesiapsiagaan (*Disaster Preparednes)*

Adalah usaha persiapan/siap-siap menghadapi dampak suatu bencana yang tujuannya adalah untuk membangun kesiapan aparat pemerintah dan segala anggota *stakeholders* dalam menanggulangi bencana serta membangun ketahanan individual, masyarakat, kegiatan sosial dan ekonomi. Banyak aktivitas pada masa kesiapsiagaan yang dapat dimulai dari :

1) pendalaman *Contingency Planning*;
2) melaksanakan penyadaran masyarakat terhadap bahaya dan resiko bencana;
3)peningkatan daya tahan masyarakat terhadap ancaman bencana melalui pelatihan/ training/praktek;
4) rekruitmen dan pembekalan tenaga sukarela;
5) merencanakan *need assessment*;
6)kontrol kesiapan penyediaan sumber daya (manusia, fasilitas, pendanaan, teknologi, material);
7) kontrol kesiapan jejaring kerja sama (*networking*);
8) praktek penerapan SOP.

7. Peringatan Dini (*Early Warning*)

Adalah kegiatan-kegiatan yang diprediksikan sudah dekat dengan kejadian bencana yang tujuannya adalah untuk memberikan informasi/peringatan awal/dini kemungkinan terjadinya bencana sehingga masyarakat dapat menghindarkan/menyelamatkan diri dari dampak mematikan/ menyengsarakan akibat kejadian bencana. Kegiatan peringatan dini ini demikian penting/kritis karena sudah berkonsekuensi langsung khususnya terhadap keselamatan manusia. Aktivitas-aktivitas yang dijalankan diantaranya adalah :

1) pemerintah berkewajiban melakukan siaran/pemberitaan (*tell the story*) perkembangan monitoring bencana secara rutin melalui seluruh jenis media kepada masyarakat;
2) mengingatkan lagi kesadaran tentang begitu besar resiko penderitaan akibat bencana;
3) instansi teknis melakukan pemantauan/ monitoring terus tentang perkembangan ancaman (*hazard*) bencana;
4) monitoring diteruskan dengan prediksi kejadian bencana;
5) kontrol dan testing semua peralatan peringatan dini;
6) instansi pemerintah melakukan desiminasi hasil monitoring dan prediksi ancaman bencana kepada masyarakat/rakyat banyak;
7) simulasi pelaksanaan evakuasi penduduk dari daerah bahaya;
8) kontrol semua kesiapan (*readiness)* penanganan akibat/dampak bencana;
9) prediksi kemungkinan luasan/cakupan dampak bencana agar dapat diantisipasi;
10) gladi bersih semua kegiatan dalam rangka menghindari ancaman bahaya bencana.

Disamping aktivitas-aktivitas tersebut masih ada unsur yang penting di dalam manegemen kebencanaan adalah *enabling institutional capacity* yang di dalamnya terdapat *policy, strategy, mekanisme, procedure* dll yang dilakukan oleh *policy maker*.. Mengapa disebut managemen kebencanaan, karena semua aktivitas dalam menurunkan resiko bencana lebih banyak didekati dengan aktivitas manajemen. Ada juga yang menyajikan aktivitas managemen kebencanaan adalah seperti yang disajikan pada Gambar 1.66). Pada gambar tersebut aktivitas managemen kebencanaan dibagi dalam 4-tahap yaitu : 1) selama bencana; 2) setelah bencana; 3) tidak ada bencana dan 4) prabencana. Namun demikian aktivitas-2 didalamnya sama dengan aktivitas-2 yang disajikan pada Gambar 1.65).

1.11.3 *Policy* dan *Strategy* dalam Penaggulangan Bencana

Banyak kebijakan yang dapat diambil dalam pelaksanaan Managemen Kebencanaan yang diantaranya adalah sebagai berikut ini.

a. *Policy* (adalah aturan, panduan/guide, kerangka berfikir untuk menjalankan aksi)

a. *Establishing Stakeholders, share responsibility and coordination*
Adalah menagemen kebencanaan yang didukung oleh para-fihak, kontribusi peran yang jelas, partisipasi, keterlibatan dan koordinasi

b. *Risk Assessment & Dissemination Aproach*
Adalah menagemen kebencanaan yang didasarkan atas asesmen resiko bencana dan disosialisaikan secara baik kepada masyarakat

c. *Community based disaster Management*
Adalah manajemen kebencanaan yang berasaskan keaktifan masyarakat

d. *Procative based on local resources*
Adalah managemen kebencanaan yang proaktif dan berdasar pada kekuatan lokal

e. *Multi hazard disaster management approach*
Adalah managemen kebencanaan yang mempertimbangkan beberapa jenis *hazards*

f. *Diven/emphasized on the most velnerable aspects*
Adalah managemen kebencanaan yang memprioritaskan penanganan pada yang paling rentan

g. *Well coordinated and community participation engagement*
Adalah manajemen kebencanaan yang menimbulkan partisipasi masyarakat dan terkoordinasi secara baik,

h. *Efficiency Approach in Disaster Management*
Adalah manajemen kebencanaan yang selalu menuju pada peningkatan efisiensi

i. *Cultural and local wisdom*
Adalah menejemen kebencanaan yang memperhatikan kultur dan kearifan lokal
j. *Education Disaster Management Support*
Adalah manajemen kebencanaan yang didukung oleh pendidikan baik formal, nonformal dan informal.

b. *Strategy* (adalah metode/cara, sumberdaya, *capability* untuk mencapai tujuan organisasi)
Dengan berdasar pada definisi tersebut maka dapat diturunkan suatu strategi untuk mencapai tujuan. Dengan definisi tersebut maka mana yang lebih dulu apakah *policy* atau *strategy* ?. Agar lebih mudah maka ditetapkan *strategy* terlebih dahulu, kemudia *policy* (kebijakan) baru diambil. *Policy* pada umumnya adalah wewenang dan tanggung-jawab pimpinan dengan *strategy* adalah tanggung jawab *middle management.* Berdasarkan *policy* seperti di tulis di atas maka *strategy* pencapaian tujuan juga dapat ditentukan.

1.12 Seismologi (*Seismology*) dan Rekayasa Kegempaan (*Earthq. Engineering*)

Antara seismologi dengan rekayasa kegempaan mempunyai hubungan yang sangat erat. pada hubungan ini seismologi berada pada bagian hulu sedangkan rekayasa kegempaan berada bagian hilir. Hubungan ini sebagaimana dengan teknik sipil menyediakan bendung, saluran irigasi dan air, sedangkan jurusan pertanian akan menggunakan air sebaik-baiknya untuk keperluan pertanian. Hal serupa misalnya antara elektro yang menyediakan arus listrik dan teknik mesin menggunakan arus listrik untuk kepentingan industri. Hal-hal seperti ini masih banyak contohnya dan hal itu adalah sesuatu interkoneksi yang lazim dalam ilmu pengetahuan atau kehidupan. Walaupun masing-masing mempunyai pokok bahasan yang berbeda tetapi interkoneksi antar keduanya akan menghasilkan sinergi yang baik.

Hu dkk (1996) mengatakan bahwa seismologi akan banyak berhubungan dengan hukum-hukum dan kondisi fisik kejadian gempa. Hal-hal seperti itu diantaranya akan menyangkut sebab-sebab terjadinya gempa, lokasi gempa, mekanisme gempa, instrumentasi pencatat gempa, magnitudo gempa, gelombang gempa, karakteristik gempa dan atenuasi gelombang gempa. Seismologi ini lebih dahulu daripada teknik kegempaan. Seismologi ini berkembang pada abad ke-18 saat mana para ilmuwan mulai tertarik tentang ukuran/kekuatan gempa dan gerakan tanah akibat gempa yang diikuti dengan pengembangan alat-alat pencatat gempa.

Earthquake engineering adalah salah satu cabang ilmu teknik yang terfokus pada usaha mitagasi/penanganan terhadap bahaya gempa (Bertero, 1995). Oleh karena itu *earthquake engineering* akan lebih banyak mempelajari efek gempa terhadap bangunan, efek kondisi/properti tanah terhadap gerakan tanah akibat gempa(*site effects*), efek topografi, menentukan beban gempa, konfiguasi bangunan yang baik terhadap beban gempa, perilaku elemen dan sistim struktur akibat gempa, mendisain dan melaksanakan bangunan tahan gempa (*Earthquake Resistant Design and Construction, ERDC*). Secara kebetulan kepekaan *engineers* terhadap gempa dan efeknya terhadap bangunan ini datang lebih belakangan dibanding dengan *seismologist*. Oleh karena itu rekayasa kegempaan ini berkembang lebih belakangan dibanding dengan seismologi. Menyusul gempa Italia 1857 maka para *engineers* sadar bahwa pengaruh gempa terhadap struktur perlu dipertimbangkan. Untuk itu diusulkan adanya skala intensitas gempa oleh Rossi (Italia) dan Forel (Swiss) tahun 1880 dan skala Mercalli (Italia) tahun 1902.

Namun demikian tidak berarti bahwa antara seismologi dan rekayasa kegempaan sama sekali terpisah satu sama lain tetapi ada *overlapping* dan ada *point of interst* yang berbeda. Bagi *seismologist* memelajari lokasi, ukuran dan mekanisme terjadinya gempa merupakan titik tolak untuk mempelajari struktur-dalam bumi (*earth interior*). *Engineers* juga harus

mempelajari lokasi, mekanisme dan magnitudo gempa semata-mata untuk memahami tentang karakteristik gempa dan gerakan tanah dalam rangka memahami implikasinya terhadap struktur, menentukan disain beban gempa serta untuk keperluan analisis dan disain bangunan tahan gempa. Sebagai contoh, jarak episenter (berhubungan dengan lokasi sumber gempa) terhadap situs bangunan akan mempengaruhi percepatan tanah, kandungan frekuensi dan durasi gempa. Hal hal itu sangat berpengaruh terhadap respsons struktur akibat gempa.

Lebih lanjut Hu dkk (1996) memberikan contoh yang lain bahwa pengukuran tentang intensitas gempa antara fihak *seismologist* dengan *engineers* mempunyai tekanan yang berbeda. Studi tentang distribusi intensitas gempa untuk *seismologist* lebih bermakna untuk mengetahui secara lebih pasti terhadap lokasi pusat gempa, yang hasilnya dipakai untuk menentukan durasi kedatangan gelombang gempa (*arrival time*). Dengan diketahuinya durasi tersebut maka *seismologist* akan dapat mengetahui media tanah/batu seperti apa yang dilewati oleh gelombang gempa. Sementara itu *engineers* akan menggunakan distribusi intensitas gempa untuk menentukan magnitudo gempa (gempa yang kecil mengakibatkan intensitas yang mendekati lingkaran sedangkan gempa besar menghasilkan distribusi lingkaran berbentuk ellips) dan parameter gerakan tanah (besar kecilnya percepatan dan kecepatan tanah) serta kualitas bangunan.

1.13 Lingkup Rekayasa Kegempaan

Dengan memperhatikan hal-hal tersebut di atas maka rekayasa kegempaan tidak saja hanya berhubungan dengan struktur bangunan tetapi melibatkan banyak bidang. Bidang-bidang yang terkait adalah bidang geologi, geotek-kegempaan (*geotechnical earthquake engineering*) maupun seismologi. Hu dkk (1994) mengatakan bahwa studi tentang rekayasa kegempaan (*earthquake engineering*) akan melibatkan banyak bidang yang secara garis besar dikelompokkan menjadi :

a. seismologi teknik (*engineering seismology*),
b. dinamika tanah (*soil dynamics*),
c. *seismic hazard assessment and zonation*,
d. analisis dinamik struktur (*structural dynamics*),
e. disain bangunan tahan gempa (*design of earthquake resistant structures*),
f. evaluasi dan perbaikan struktur (*evaluation and structural retroffiting*),
g. rencana pengurangan resiko akibat bencana (*disaster risk reduction planning*).

Sebagaimana disebut sebelumnya, rangkaian dari mempelajari rekayasa kegempaan adalah terwujudnya suatu kemampuan untuk melakukan disain dan melaksanakan bangunan tahan gempa (*Earthquake Resistant Design and Construction, ERDC*). Mengingat korban akibat gempa lebih banyak diakibatkan oleh rusak/runtuhnya bangunan gedung, maka pada ERDC akan banyak terfokus pada struktur bangunan gedung. Filosofi utama di dalam ERDC adalah :

1. Pada gempa kecil (*minor earthquake*), elemen non-struktur (dinding tembok, partisi dan sejenisnya) tidak boleh rusak,
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) kerusakan struktur utama tidak boleh terjadi dan kerusakan elemen non-struktur masih terkendali,
3. Pada gempa besar (*major earthquake*) struktur bangunan boleh rusak tetapi bangunan tidak boleh runtuh total/roboh, agar korban manusia dapat diminimalisir.

Selanjutnya perlu adanya kesepakatan tentang level-level gempa (*minor, moderate* dan *major*) walaupun hal-hal tersebut masih bersifat perkiraan. Menurut beberapa sumber, klasifikasi level-level gempa tersebut umumnya dinyatakan dalam magnitudo gempa (*earthquake size*) dalam skala Richter. Disamping level-level tersebut masih ada level yang lain yang selengkapnya dinyatakan pada Tabel 2

Tabel 1.10 Level-level gempa berdasarkan magnitudo gempa

No.	Level Gempa	Magnitudo gempa	Frekuensi Kejadian
1.	*Great* (besar sekali)	> 8	1/th
2.	*Major* (besar)	7 – 7,9	18/th
3.	*Strong* (kuat)	6 – 6,9	120/th
4.	*Moderate* (menengah)	5 – 5,9	800/th
5.	*Light* (ringan)	4 – 4,9	6200/th
6.	*Minor* (kecil)	3 – 3,9	49000/th
7.	*Very Minor* (sangat kecil)	< 3	2-3 per hari

1.14 Penggolongan Level Bencana Alam

Bencana dapat mengakibatkan korban manusia maupun mengakibatkan kerugian harta benda. Bencana juga dapat mencakup wilayah yang relatuf kecil maupun wilauah yang luas. Berdasarkan hal-hal tersebut maka bencana dapat diklasifikasikan menjadi bencana yang kecil sampai bencana yang sangat besar. Klasifikasi tersebut disajikan pada Tabel 1.11).

Tabel 1.11. Klasifikasi bencana (Google.co.id)

Scope I	**Small disaster**	**<10 persons**	**or**	**<1 km^2**
Scope II	**Medium disaster**	**10–100 persons**	**or**	**1–10 km^2**
Scope III	**Large disaster**	**100–1,000 persons**	**or**	**10–100 km^2**
Scope IV	**Enormous disaster**	**1,000–10^4 persons**	**or**	**100–1,000 km^2**
Scope V	**Gargantuan disaster**	**>10^4 persons**	**or**	**>1,000 km^2**

Bab II
Teori Lempeng Tektonik : Proses & Evolusi Gerakan

2.1 Pendahuluan

Apabila pokok masalah yang akan dibahas adalah gempa bumi dan efeknya terhadap struktur, maka perlu diketahui terlebih dahulu sebab-sebab terjadinya gempa bumi. Untuk dapat memahami hal itu maka perlu dibahas terlebih dahulu tentang teori lempeng tektonik. Teori ini akan berhubungan dengan kejadian lempeng-tektonik, jumlah lempeng tektonik global, gerakan lempeng tektonik, arah dan kecepatan gerakan serta efek gerakan lempeng tektonik yang satu terhadap lempeng tektonik yang lain. Dengan membahas hal ini maka sebab-sebab terjadinya gempa bumi akan diketahui secara jelas. Pada pembahasan sebab-sebab terjadinya gempa itu juga akan dibahas tentang macam/jenis gempa yang mungkin terjadi.

Tektonik berasal dari bahasa Yunani "*tekton*" yang berarti gerakan lapis *lithosphere* atau gerakan batuan kerak bumi. Membahas teori lempeng tektonik akan lebih banyak ditinjau dari aspek *engineering seismology*. Antara *seismology* dan *earthquake engineering* ada bagian *overlapping*, yang mana untuk dapat memahami secara lebih baik tentang karakter gempa, gerakan tanah akibat gempa dan efek gempa terhadap struktur maka *engineers* harus juga mempelajari/memahami seismologi secara umum maupun secara khusus yang berhubungan dengan *point of interest* keteknikan.

Dalam pembahasan teori lempeng tektonik maka tidak boleh tidak akan berhubungan dengan struktur-dalam bumi atau *earth interior*. *Earth interior* akan berhubungan dengan proses pembentukan bumi, sumber panas di dalam bumi, lapisan-lapisan di dalam bumi, sumber magma didalam bumi dan lempeng tektonik di muka bumi. Teori lempeng tektonik selanjutnya akan berhubungan dengan asal mula lempeng tektonik, arah, kecepatan dan macam-macam gerakan lempeng tektonik, evolusi gerakan lempeng tektonik, hubungan antara mosaik lempeng tektonik dengan aktivitas gempa dan akitivitas gunung berapi.

2.2 Proses Terjadinya Planet-planet Termasuk Bumi

Pertanyaan yang tidak mudah dijawab berkenaan dengan jagad raya umumnya adalah bagaimana terjadinya sistim jagad-raya, galaksi dan tata surya dimulai ?. Pertanyaan ini secara umum bukanlah bidang ilmu para *engineers* tetapi lebih banyak dialamatkan pada filosof, astronomer, fisikawan, kimiawan, metematikiawan, geologis maupun para ekstra/ultra cerdik pandai/ilmuwan. Berabad-abad lamanya pertanyaan itu tetap menjadi pertanyaan yang sulit dijawab. Adanya kemajuan pada *theoretical advance* yang diikuti dengan eksperimen-eksperimen akhirnya memberikan banyak kemajuan untuk menjawab pertanyaan tersebut.

Zumberge dan Nelson (1976) mengatakan bahwa pada zaman Yunani kuno, dipercayai bahwa jagad-raya (*universe*) ini adalah seperti bola kosong yang dihiasi oleh bintang-bintang ditepinya sehingga membentuk bola. Pada saat itu juga dipercayai bahwa bumi adalah salah satu planet yang menempati tengah-tengah bola-kosong. Anggapan ini dapat bertahan lama

dan bahkan sampai pada abad ke-15. Anggapan tersebut baru berubah setelah Copernicus (1473 - 1543) mengatakan bahwa bukan bumi yang menjadi pusat jagad-raya tetapi matahari. Semua planet termasuk bumi adalah mengelilingi matahari dalam suatu tata-surya (*solar - system*). Pada saat itu dipercayai bahwa yang namanya jagad-raya adalah seperti tata-surya kita sekarang ini. Anggapan ini juga bertahan cukup lama hingga mencapai 3-abad kemudian.

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada bab ini masih berada pada *general earthquake basis* artinya bahasan lebih banyak mendasari pada penyebab kejadian gempa yaitu teori lempeng tektonik baik proses maupun evolusi gerakan

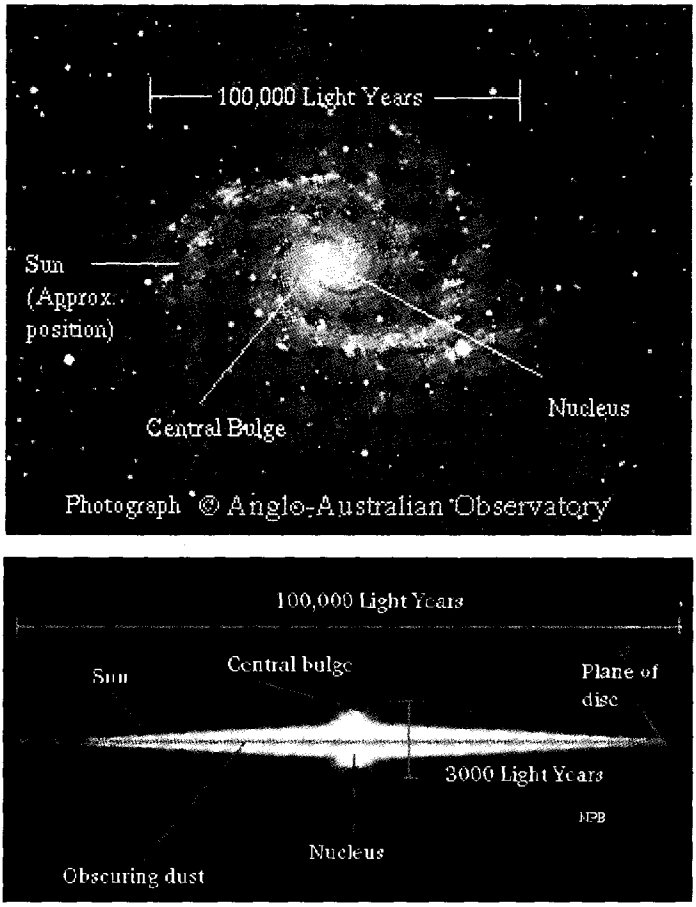
PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis	√	1.Building Configuration	
2.Seismic Sources		2.Response Spectrum	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.ERD Philosophy	
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects		5.Earthquake Induced Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (*liquefaction*)	

Ilmu pengetahuan kemudian maju lagi dan diketahui bahwa tata-surya kita hanyalah salah satu dari sekian milyard bintang yang ada di dalam galaksi Bimasakti (*Milky Way System/Galaxy*). Galaksi *Milky Way* diketahui berbentuk cakram pipih dengan diameter mencapai 100 000 tahun cahaya. Harlow Shapley (1885-1972) pada tahun 1918 menunjukkan bahwa matahari kita berada kira-kira 30 000 tahun cahaya dari pusat galaksi *Milky Way* sebagaimana tampak pada Gambar 2.1). Selama periode 1550-an sampi tahun 1923 galaksi *Milky Way* dipercayai sebagai jagad-raya

Anggapan bahwa galaksi *Milky Way* sebagai jagad-raya gugur setelah astronomer Amerika Hubble (1889 - 1953) dengan teropongnya menemukan bahwa galaksi *Milky Way* hanyalah salah satu dari sekian milyard galaksi yang ada di dalam jagad-raya. Dengan teropong itu juga diketahui bahwa bentuk galaksi dapat bermacam-macam mulai dari bentuk ellips, spiral ataupun tidak beraturan. Tetangga dekat galaksi Bimasakti adalah galaksi *Magellanic* yang berbangun seperi kabut awan (*clouds*) di arah selatan sebagaimana tampak pada Gambar 2.2). Galaksi tersebut berjarak kira-kira 180 000 tahun cahaya dari bumi dengan diameter 20 - 30 000 tahun cahaya. Tetangga dekat yang lain adalah galaksi Andromeda yang berjarak 2200 000 tahun cahaya dari bumi kearah utara. Satu galaksi dapat terdiri atas ratusan milyard bintang dan akhirnya betapa besar sebetulnya jagad raya tersebut.

Walaupun sekarang sudah diketahui perbedaan lingkup antara tata-surya, galaksi dan jagad-raya namun masih ada pertanyaan seperti disebut sebelumnya yaitu seperti apa proses terjadinya ketiga hal tersebut. Press dan Siever (1974) mengatakan bahwa sampai dengan abad

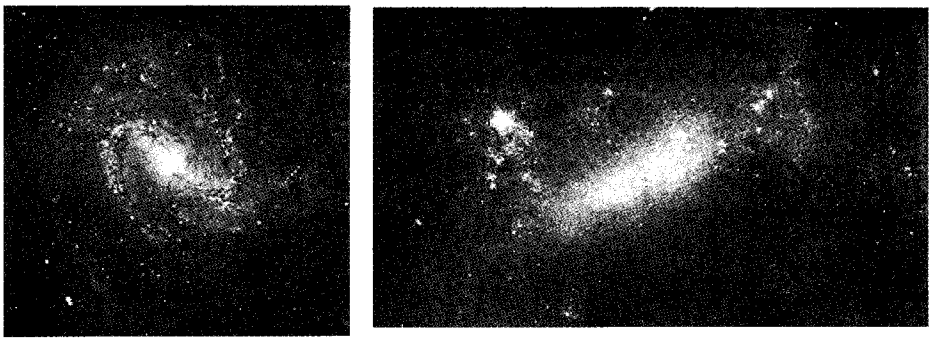
ke-20 akhirnya terdapat 3-teori yang berusaha menjawab pertanyaan tersebut di atas, berturut-turut adalah Nebular, Collision dan Modern Hypothesis. Nebular hypothesis disampaikan oleh filosof Jerman Immanuel Kant pada tahun 1755. Sementara itu Collision hypothesis disampaikan oleh geologis Chamberlin dan astronomer Moulton berdasarkan atas review teori yang diajukan sebelumnya yaitu pada tahun 1749 (Press & Siever, 1975).



Gambar 2.1. Galaksi dan potongan Galaksi Milky Ways (Google.co.id)

2.2.1 Nebular Hypothesis

Menurut teori ini tata-surya dimulai dari berotasinya awan debu atau Nebula secara perlahan-lahan. Darimana asalnya debu nebula tersebut ?. Ada beberapa teori yang berusaha menjawab pertanyaan tersebut, tetapi teori yang banyak mengandung kebenaran dan dianut oleh para ahli adalah bahwa terjadi ledakan suatu materi yang oleh para ahli astronomi disebut Big-Bang. Setelah ledakan jagad-raya ini selalu berkembang dan masih ada pertanyaan, kapan ledakan Big-Bang itu terjadi ?. Tidak ada yang tahu secara pasti tetapi ahli-ahli astronomi memperkirakan sekitar 10 - 15 milyard tahun yang lalu.



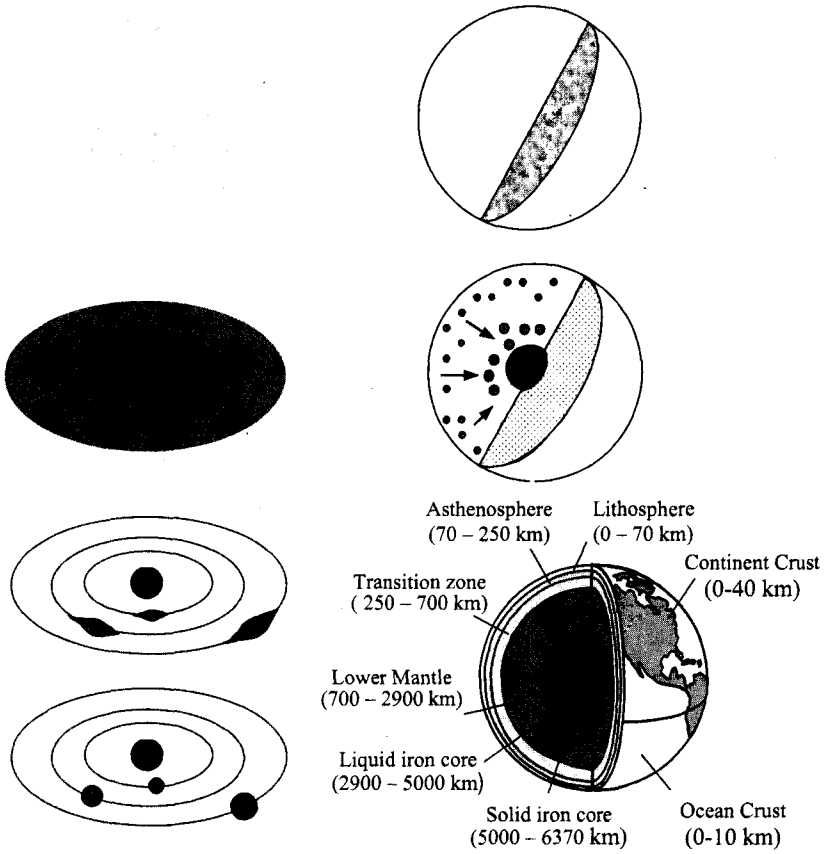
Gambar 2.2 Galaksi M83 dan Magellenic [Google.co.id]

Kembali ke rotasi nebula, disamping berotasi terhadap sumbunya maka nebula itu juga bertranslasi terhadap awal gerakan. Secara logika dapat dibayangkan bahwa saat itu terdapat jutaan bahkan milyar dan nebula yang berotasi sekaligus bertranslasi. Gerakan antara translasi dan rotasi merupakan keseimbangan alam. Sebagaimana tampak pada bola yang ditendang maka selain bertranslasi maka bola juga berotasi menurut sumbunya. Hanya saja hukum alam tersebut demikian sempurna sehingga rotasi nebula/planet terhadap sumbunya sangatlah teratur. Adanya rotasi Nebula bakal galaksi atau bakal tata-surya tanpa adanya debu yang terlempar keluar berarti bahwa saat itu sudah ada unsur-unsur gaya-tarik gravitasi. Rotasi Nebula lama kelamaan bertambah cepat karena velume nebula mengecil baik oleh adanya gaya gravitasi maupun menurunnya suhu dilapis terluar. Pada tahun 1796 Laplace, matematikiawan Perancis menyampaikan teori yang hampir senada dan sejarah ilmu pengetahuan tidak mengetahui/bertanya-tanya apakah saat itu Laplace mengetahui teori Immanual Kant atau tidak.

Press dan Siever (1977) mengatakan bahwa dua teori itu (Kant dan Laplace) sekali lagi mengatakan bahwa Nebula mengecil/mampat akibat adanya gaya gravitasi dan proses pendinginan lapis luar. Rotasi nebula bertambah cepat, bertambah cepat sampai terjadilah lingkar-lingkar gumpalan nebula yang menjadi pusat-pusat penggumpalan massa (*lumped mass*). Nebula-nebula yang tergumpal dan berotasi terhadap bakal matahari berjalan semakin efektif dan tidak ada yang terlempar keluar orbit maka jelas bahwa pada saat itu gaya gravitasi antar planet sudah berkerja secara efektif. Nebula-nebula yang sudah tergumpal jadilah planet-planet dalam tata-surya. Secara skematis Press dan Siever (1977) mengilustrasikan kejadian planet-planet adalah seperti tampak pada Gambar 2.3).

Kira-kira 100 tahun kemudian Fisikawan Inggris J.C Maxwell dan S.J Jeans mengatakan bahwa pada ring-ring luar, tidak cukup adanya massa untuk membangkitkan gaya gravitasi untuk menggumpal lebih padat. Secara umum planet-planet dibagi menjadi dua kelompok yaitu Terrestrial planet dan Giant planet. Terrestrial planet (mempunyai densiti 4 - 5,5 lebih padat/berat daripada air) yaitu Merkuri, Venus, Bumi dan Mars yang sebagian besar (> 90 % terdiri atas besi, silikon, magnesium). Sementara Giant planet (hanya 0,62 - 2,21 lebih padat/berat daripada air) yaitu Jupiter, Saturnus, Uranus dan Neptunus yang umumnya terdiri dari 90 % helium dan hydrogen sebagaimana juga pada Matahari.

Pada Gambar 2.3) tampak bahwa pembentukan bumi kira-kira hampir sama prosesnya dengan proses pembentukan tata-surya. Semua berasal dari nebula homogen, berotasi, kontraksi, berotasi lebih cepat, memadat dan hal tersebut berlangsung terus-menerus. Terjadinya lapis-lapisan didalam bumi akan dijelaskan kemudian. Secara umum hal-hal yang berhubungan dengan properti planet-planet disajikan pada Tabel 2.1.



Gambar 2.3 Pembentukan tata-surya dan lapisan2 bumi (Press & Siever, 1978)

Tabel 2.1 Properti planet di tata-surya

Planet	Diam. (km)	Mass ratio	Density (water=1)	Surface Gravity Bumi=1	Satelites	Rotasi(bumi =1hari)	Mengelilingi Matahari (bumi=1 th)	Jarak ke Matahari (jutakm)
Mercury	4 835	0,055	5,69	0,38	0	59	0,241	57,7
Venus	12 194	0,815	5,16	0,89	0	243	0,616	107,0
Bumi	12 756	1	5,52	1	1	1	1	149,0
Mars	6 760	0,108	3,89	0,38	2	1,03	1,88	226,0
Jupiter	141 600	318	1,25	2,64	12	0,41	11,99	775,0
Saturnus	120 800	95,1	0,62	1,17	10	0,426	29,50	1421,0
Uranus	47 100	14,5	1,60	1,03	5	0,956	84,0	2861,0
Neptunus	44 600	17,0	2,21	1,50	2	0,917	165,0	4485,0
Pluto	14 000	0,87	4,27	?	?	6,39	248,0	5886,0
Matahari	1392539	$3,3.10^5$	1,41	28	-	-	-	-

Pada tabel tersebut tampak bahwa properti bumi banyak yang dipakai sebagai acuan. Jupiter merupakan planet terbesar, tetapi Mercury merupakan planet dengan *density* yang terbesar.

2.2.2 Collision Hypothesis

Hipotesis ini mengatakan bahwa tata-surya ini mulanya terjadi karena adanya tumbukan/tarikan gravitasi planet besar sebelum matahari (*pre-existing Sun*) oleh suatu bintang. Oleh karena itu yang terjadi adalah pecahnya planet besar menjadi planet-planet kecil yang tergolong dalam planetesimal. Pecahan-pecahan planet menjadi dingin dan mengorbit mengelilingi matahari. Namun demikian Press dan Siever (1975) mengatakan bahwa hipotesis ini mempunyai kelemahan fatal (*fatal weakness*). Menurut astronomer, material pecahan planet tersebut berasal dari dalam pre-existing sun yang mempunyai suhu yang sangat tinggi yaitu dapat berkisar antara 1 000 000° C. Pada suhu sebesar itu material akan berupa gas dan saat pecahnya pre-existing Sun maka yang akan terjadi adalah ledakan besar. Pada peristiwa ledakan itu material gas sangat panas akan terhabur ke ruang angkasa dan tidak akan menjadi planet dingin sebagaimana disampaikan pada hipotesis tersebut.

2.2.3 Teori Modern Tentang Kejadian Gempa

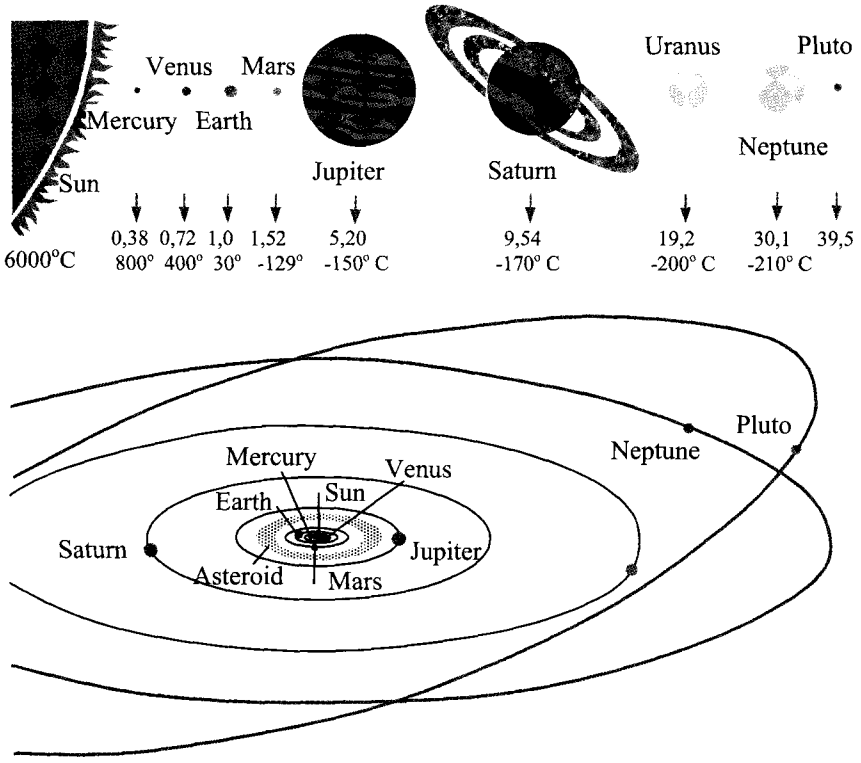
Teori ini disampaikan pada era modern yaitu pada abad ke-20. Astronomer menemukan bahwa Nebula terdiri dari 99 % gas dan 1 % debu. Gas yang dimaksud utamanya adalah *hydrogen* dan *helium*, sedangkan debu yang dimaksud mempunyai kandungan material seperti pada planet-planet *Terrestrial*. Selanjutnya teori ini mirip dengan Nebula Hypothesis dan neo-Lapacian yaitu bahwa awan gas dan debu saling mendekat/merapat oleh karena gaya gravitasi antar material debu.

Dilain fihak Baiquni (1997) menambahkan bahwa dalam proses merapat itu material debu secara bersama-sama juga berotasi terhadap sumbu nebular. Akibat dominasi gaya gravitasi, maka nebula mengalami kontraksi dan akibatnya kecepatan rotasi bertambah. Karena rotasi maka gas nebula lama-kelamaan membentuk bangun baru berupa cakram (*nebular disk model*) yang menggumpal tebal ditengah. Untuk singkatnya, tata-surya seperti yang tampak paga Gambar 2.4 (Matahari, Mercuri, Venus, Bumi, Mars, Jupiter dll) juga berada di Galaksi Bimasakti yang berbangun cakram itu. Rotasi yang di bangun saat terjadinya kontraksi nebular tetap berlangsung terus walaupun telah terbentuk benda-benda langit yang menggumpal/planet-planet seperti sekarang ini. Planet-planet di dalam tata-surya itu berotasi terhadap sumbunya dan bertranslasi mengitari matahari. Matahari pun juga berputar terhadap porosnya dan juga bertranslasi mengitari sistim yang lebih besar yaitu poros galaksi Bimasakti.

Baiquni (1997) mengatakan bahwa tata-surya kita berada pada galaksi Bimasakti. Di dalam galaksi Bimasakti itu diperkirakan terdapat 200 milyar bintang termasuk matahari. Dari beberapa sumber mengatakan bahwa diameter cakram galaksi Bimasakti itu mencapai 100 000 tahun cahaya (1 tahun cahaya = 365 x 24 x 60 x 60 x 300 000 km = 9,46 10^{12} km). Matahari kita berada pada jarak 30000 tahun cahaya dari pusat galaksi Bimasakti. Pertanyaan-pertanyaan yang masih muncul adalah bagaimana tata-surya-tata-surya terbentuk dari gas nebula yang berbentuk cakram itu ?, Bagaimana planet-planet lain dalam satu tata-surya terbentuk ?, Bagaimana kecepatan gerak rotasi terbentuk ?, Bagaimana terjadi perbedaan komposisi kimia planet-planet ?. Menurut Press dan Siever (1975), para ahli belum sefaham atas jawaban terhadap pertanyaan-pertanyaan tersebut.

Teori baru tentang *nebular disk model* mengatakan bahwa pada awalnya *nebular disk* dari suatu galaksi tertentu sangatlah panas sehingga hampir seluruh material berbentuk gas.

Setelah *nebular disk* yang berotasi mulai mendingin, maka beberapa material/mineral menggumpal menjadi bakal tata-surya. Planet-planet yang bermassa dan mempunyai gaya gravitasi yang besar dalam suatu tata-surya menarik planet-planet yang lebih kecil disekelilingnya. Konsisten dengan penjelasan sebelumnya, planet-planet itu berotasi terhadap masing-masing sumbunya sekaligus terikat di orbitnya (bertranslasi) oleh gaya gravitasi mengelilingi matahari.

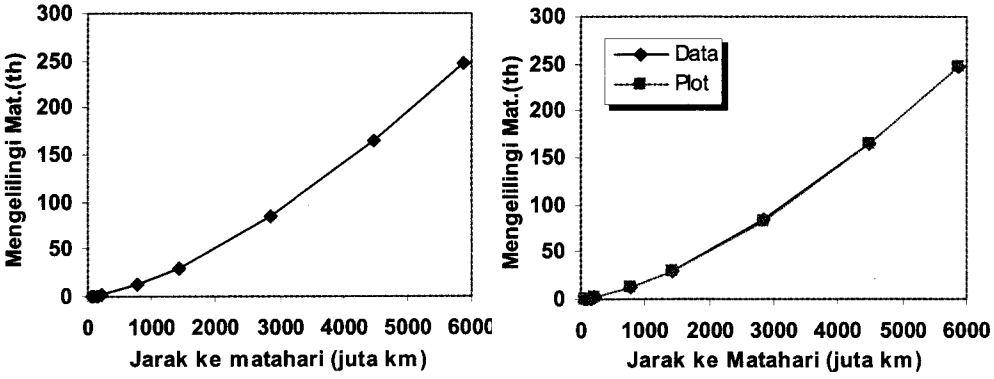


Gambar 2.4 Sususnan Planet dalam Tata-surya (modifikasi Press & Siever, 1975)

Bentuk akhir dari salah satu tata-surya itu adalah tata-surya yang terdiri dari matahari, Mercurius, venus, Bumi, Mars, Jupiter dan lain-lain. Sedangkan komposisi tata-surya yang lain didalam galaksi Bimasakti masih menjadi bahan perdebatan dan penyelidikan para ahli. Sedangkan galaksi yang paling dekat dengan galaksi Bimasakti adalah galaksi Andromeda yang berjarak 2,2 juta tahun cahaya dari Bimasakti. Berapa jumlah galaksi yang ada di jagad raya ini tidaklah ada yang tahu secara pasti, namun seperti dikatakan sebelumnya di jagad-raya ini kemungkinan terdapat lebih dari 1 milyard galaksi.

Berhubungan dengan planet-planet yang ada di dalam tata-surya kita, planet Mercuri adalah planet yang terdekat dengan matahari, sehingga suhu dipermukaannya sangat tinggi. Material-material yang ada adalah material yang mempunyai kemampuan titik didih tinggi seperti kelompok metal dan batuan. Oleh karena itu kerapatan material Merkuri mencapai nilai tertinggi yaitu 5,4 kali kerapatan air. Material-material yang ringan dan mudah menguap seperti air, methan, amoniak akan segera menguap dari permukaan planet-planet Terrestrial, namun sebaliknya menjadi membeku pada permukaan *Giant-Planets* seperti di Jupiter,

Saturnus maupun Uranus. Atas segalanya misteri jagad raya secara komprehensif dan jelas masih menjadi pertanyaan sekaligus penelitian bagi para ilmuwan.



Gambar 2.5. Hubungan antara jarak dng durasi planet-2 mengelilingi bumi

Johanes Kepler seorang astronomer bangsa Jerman pada tahun 1601 telah menemukan hubungan antara waktu edar planet-planet T dan jaraknya terhadap matahari. Hubungan tersebut umumnya disampaikan dalam suatu hukum bahwa kwadrat waktu edar berbanding lurus dengan jaraknya terhadap matahari pangkat-tiga sebagaimana disajikan pada Gambar 2.5) atau,

$$T = 0{,}19977 \ .R^{1,5} \qquad 2.1)$$

yangmana T adalah waktu edar dalam hari dan R adalah jarak planet terhadap matahari dalam jutaan kilometer (10^6 km).

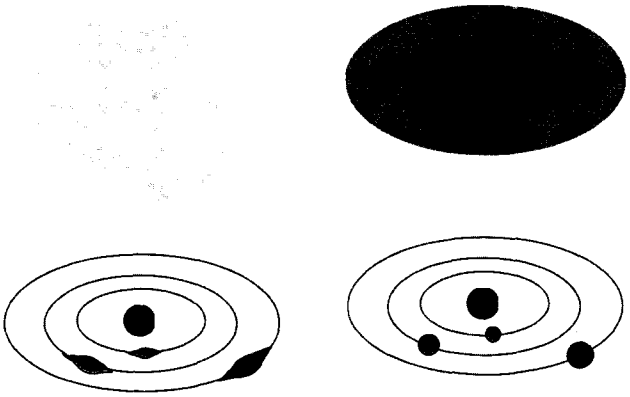
2.3 Pembentukan Lapis-lapisan di dalam Bumi (*Differentiation*)

Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa pembentukan galaksi-galaksi dan pembentukan tata-surya lebih banyak mengacu pada *Nebular Hypothesis* daripada *Collision hypothesis*. Senada dengan teori sebelumnya bakal bumi dulunya juga merupakan gumpalan Nebula yang lebih kecil daripada nebula-nebula calon planet-planet yang lain. Sama seperti sifat induk nebula, nebula calon bumi itu juga berangsur-angsur mengecil karena gaya gravitasi maupun proses pendinginan. Terikat dengan sifat-sifat butir-butir debu nebula, nebula ini mengalami kontraksi sambil berotasi menurut sumbunya. Butir-butir debu nebula itu kebanyakan terdiri atas silikon, besi, magnesium maupun unsur-unsur kimia yang lain.

Selanjutnya Press dan Siever (1975) mengatakan bahwa pada awalnya nebula calon bumi juga homogen. Mengingat material debu nebula mempunyai massa jenis yang berbeda-beda maka sebagai kelanjutan dari proses kontraksi akibat gaya gravitasi maka material yang mempunyai massa jenis lebih besar akan tertarik kedalam inti bumi dan lama kelamaan terbentuklah inti (*core*) bumi. Menurutnya, terbentuknya inti bumi adalah masa/phase awal dari proses *differentiation* yangmana bumi yang dahulunya berupa material homogen kemudian berproses menjadi berlapis-lapis. Proses itu secara garis besar seperti yang tampak pada Gambar 2.2) dan Gambar 2.6).

Material yang berada di inti bumi merupakan material berat sementara material yang paling ringan berada pada lapis yang paling luar sebagai kerak bumi (*earth crust*). Dengan demikian *differentiation* merupakan suatu massa yang sangat penting dalam sejarah penbentukan bumi. Zumberge dan Nelson (1976) mengatakan bahwa bumi diperkirakan

sudah berusia 4,7 milyard tahun, yang sekarang ini permukaannya terdiri atas 29 % daratan dan 71 % lautan. Pada awalnya atmosfer bumi terdiri atas hidrogen, helium, methan, amonia dan nitrogen, sedangkan saat ini 99 % dari atmosfer berupa nitrogen dan oksigen. Visualisasi proses pembentukan dan lapis-lapisan dalam bumi disajikan pada Gambar 2.7). Pada gambar tersebut tampak bahwa *lower mantle* merupakan lapisan yang paling tebal dan merupakan bagian bumi yang mempunyai volume paling besar.

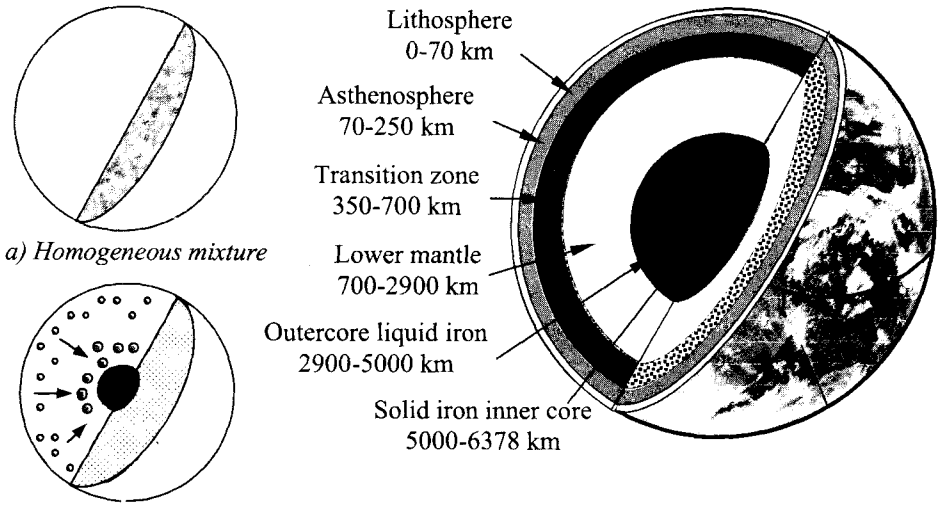


Gambar 2.6. Proses terbentuknya Tatasurya

Pertanyaan yang sering muncul misalnya berapa lama proses *differentiation* itu berlangsung ?. Tidak ada yang tahu persis jawabannya, namun demikain para ahli banyak yang sepakat bahwa pembentukan planet-planet telah berlangsung 4,7 milyar tahun yang lalu. Sementara itu umur batu tertua yang pernah ditemukan diperkirakan berusia 4,0 milyar tahun. Sampai dengan sekarang, para ahli masih berusaha merekonstruksi proses kejadian bumi, hanya saja karena kurangnya bukti-bukti yang langsung maka untuk menjawab pertanyaan tersebut baru bersifat perkiraan. Oleh karena itu ada yang mengatakan bahwa dalam periode 1 milyar tahun pertama merupakan proses pembentukan bumi sampai dengan terjadinya proses *differentiation* itu. Lapis-lapisan tersebut disajikan pada Gambar 2.7) dan Gambar 2.9).

Lapis yang paling luar adalah *lithosphere* setebal 0 - 70 km yang mana 0 - 40 km yang paling luar disebut lapis kerak bumi/benua (*earth crust*). Lapis kerak bumi tersebut terdiri dari tanah biasa sampai pada berbagai jenis batuan, misalnya batuan granit dan dibawahnya batuan basalt, bagian bawah yaitu lapis antara 40 - 70 km umumnya berupa *uniform ultra-basalt rock*. Lapis dibawahnya adalah *asthenos-phere* yang mempunyai kedalaman antara 70 - 250 km.

Pada Gambar 2.8) disajikan hubungan antara kedalaman lapisan bumi dan *material density* dalam gr/cm3. Tampak pada Gambar 2.8) tersebut bahwa lapis kerak bumi mempunyai *density* yang paling kecil, sehingga lapis inilah yang paling lemah. *Material density* cenderung semakin besar pada lapisan bumi yang semakin dalam. Sementara itu pada Gambar 2.9) tampak bahwa lapis kerak bumi mempunyai ketebalan 40-70 km. Apabila diperhatikan, material dibumi yang ditambang oleh manusia kira-kira baru sampai pada kedalaman 5 km. Dengan demikian hasil tambang yang selama ini diekploitasi baru sebatas pada kulit ari bumi. Pada kedalaman 250 km, suhu ditempat itu sudah mencapai 1400° C. Pada suhu tersebut batuan sudah leleh sehingga di depan akan dijelaskan lebih lanjut bahwa zona *asthenosphere* adalah zona yang leleh/lembek yang merupakan sumber magma gunung api.

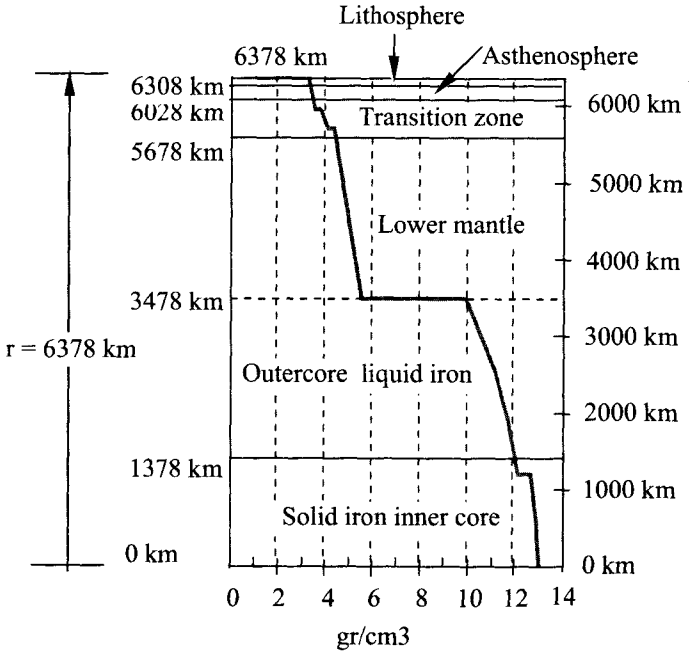


a) *Homogeneous mixture*

b) *Light materials floated heavy materials sanks*

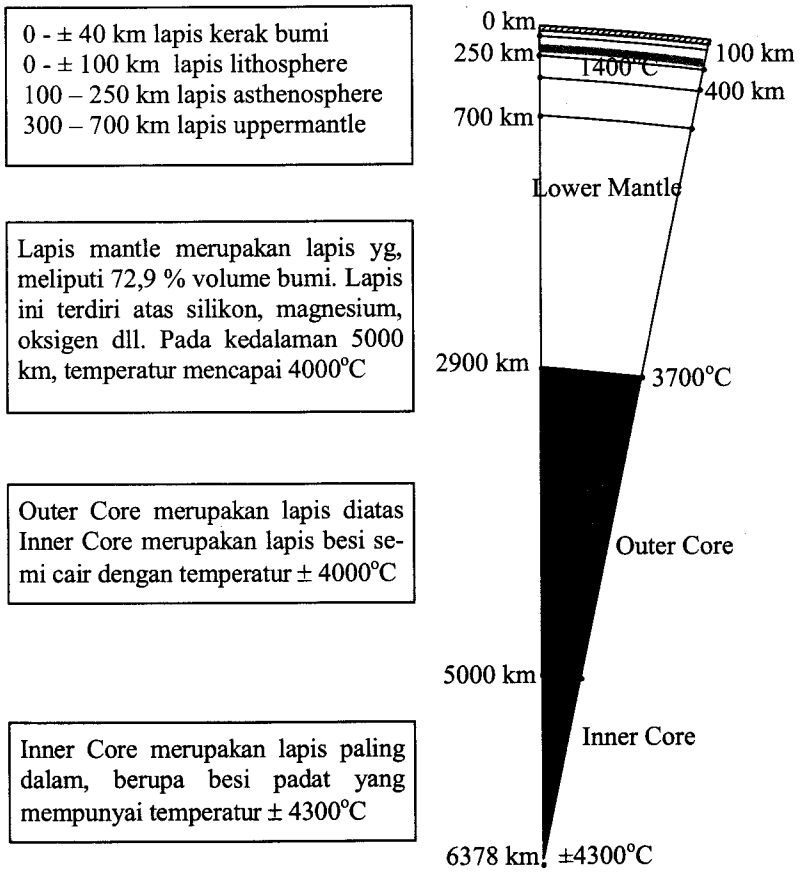
c) Lapis-lapisan di dalam Bumi

Gambar 2.7. Proses terbentuknya dan lapis-lapisan di dalam bumi



Gambar 2.8 Material *density* (gr/cm3) lapis-lapisan bumi [ ]

Hu dkk (1994) juga mengatakan bahwa lapis *asthenosphere* adalah lapis visko-elastik artinya lapis yang lembek/semi solid. Hal ini juga ditunjang oleh relatif rendahnya kecepatan gelombang dibanding dengan kecepatan gelombang pada lapis dibawahnya. Akan dijelaskan pada Bab di depan bahwa kecepatan gelombang di media yang keras akan lebih besar daripada media yang relatif lembek. Lapis *lithosphere* dan a*sthenosphere* ada yang menyebut lapis mantel atas (*upper mantle*).



Gambar 2.9 Lapisan dalam bumi, suhu dan komposisi batuan

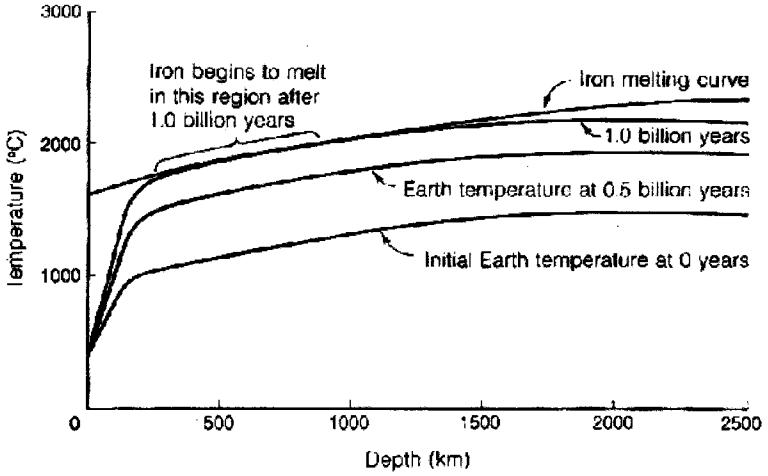
Lapis berikutnya adalah lapis transisi (*transition zone*) yang mempunyai kedalaman antara 300 - 700 km. Pada Gambar 2.9) tampak bahwa antara muka tanah sampai pada lapis transisi ini adalah suatu zona pusat gempa, artinya fokus gempa dapat mempunyai rentang mulai dari beberapa kilometer sampai dengan 700 km dibawah muka tanah. Lapis berikutnya adalah lapis mantel bawah (*lower mantle*) yang mempunyai kedalaman 700 - 2900 km. Pada bagian bawah lapis ini suhu mantel sudah semakin panas yaitu mencapai 3700° C, yaitu suatu suhu yang sudah melelehkan baja. Lapis berikutnya adalah lapis *liquid iron core* yang mempunyai kedalaman antara 2900 - 4980 km. Dibanding dengan material-material diatasnya maka material ini akan mempunyai berat velume yang lebih besar, bukti tentang hal ini akan disampaikan kemudian. Lapis yang terakir adalah inti bumi (*solid iron core*) yaitu material

solid yang mempunyai berat volume paling besar. Lapis ini mempunyai kedalaman antara 4980 -6378 km. Menurut Gambar 2.9) suhu pada inti bumi sudah mencapai 4300° C.

Apabila diperhatikan maka radius bumi adalah 6378 km atau diameter bumi adalah 12756 km. Dengan demikian volume bumi adalah $V = 4/3\ \pi\ r^3 = 1/6\ \pi\ d^3 = 1/6.\ 3{,}14.\ 12756^3 = 1{,}0868\ 10^{12}\ km^3 = 1{,}0868.10^{27}\ cm^3$. Sedangkan menurut fisika berat bumi $W = 5{,}976\ 10^{27}$ gr. Dengan demikian berat volume rata-rata = 5,976/1,0868 = 5,5 gr/cm^3. Sebagaimana diketahui bahwa berat volume tanah = 1800 kg/m^3 = 1,8 gr/cm^3 dan berat volume beton = 2,4 gr/cm^3. dengan demikian berat volume rata-rata bumi jauh lebih besar daripada berat volume beton ataupun tanah. Oleh karena itu lapisan-lapisan bawah bumi mempunyai berat volume yang lebih besar daripada berat volume tanah, beton ataupun batu. Hal ini juga membuktikan bahwa karena gaya gravitasi, maka material yang lebih berat akan tenggelam dan menempati lapis-lapis bawah dari bumi.

2.4 Kandungan Panas Di dalam Bumi

Materi debu nebula yang berotasi merupakan materi yang bergerak. Gerakan materi tersebut membawa energi yang karena materi-materi tersebut bergerak dan saling bertumbukan maka timbulah panas. Hal ini merupakan salah satu pemicu terjadinya akumulasi panas pada awal pembentukan bumi. Selanjutnya Press dan Siever (1975) mengatakan bahwa walaupun sebagian panas akan hilang di atmosfer/terradiasi namun sebagian panas masih terperangkap di dalam menyertai perkembangan pembentukan bumi.



Gambar 2.10 Sejarah temperatur bumi (Press & Siever, 1977)

Adanya gaya gravitasi yang menyertai berkembangnya bumi juga menjadi sumber utama panas di dalam bumi sampai sekarang. Akibat gaya gravitasi gumpalan nebula kemudian mengecil, selain akibat mendinginnya lapis luar. Press dan Seiver (1977) mengatakan bahwa suhu di dalam bumi akan naik antara 2-3° C pada setiap penambahan kedalaman 100 meter. Hu dkk (1996) mengatakan bahwa tekanan batuan akibat gravitasi juga akan menimbulkan panas. Tekanan tersebut diperkirakan mencapai 900 kg/cm^2 di tepi bawah lapis *upper mantle*, kira-kira 1400 kg/cm^2 pada *outer core* dan mencapai 3700 kg/cm^2 pada *inner core*. Akumulasi panas di dalam bumi dapat mencapai suhu 1000° C pada awal pembentukan suatu planet termasuk bumi. Plot hubungan antara suhu dan kedalaman untuk berbagai usia perkembangan bumi adalah seperti pada Gambar 2.10).

Panas juga di timbulkan oleh adanya peristiwa disintegrasi material radioaktif seperti uranium, thorium dan potassium yang terkandung di dalam batuan. Batuan yang paling banyak mengandung zat-zat itu adalah batuan granit. Seperti disampaikan sebelumnya bahwa batuan granit adalah batuan pada lapis lithosphere yang mempunyai kedalaman < 70 km. Walaupun kandungan mineral-mineral tersebut relatif sedikit untuk setiap satuan volume batuan, tetapi karena panas yang ditimbulkan oleh disintegrasi tersebut telah berlangsung bermilyard-milyard tahun maka panas yang terakumulasi didalam bumi menjadi sangat besar. Press dan Siever (1975) memberi contoh bahwa setiap tahun untuk 1 gram granit dapat menghasilkan 300 erg panas. Apabila diambil asumsi bahwa bumi ini mempunyai granit dengan ketebalan 20 km, maka berat granit tersebut mencapai 2,7 10^{25} gram. Disintegrasi zat radioaktif dalam granit tersebut mampu menghasilkan panas sebesar 10^{28} erg yaitu suatu suatu jumlah yang ekivalen dengan titik panas matahari yang diterima oleh bumi selama 1 tahun atau kira-kira 1000 kali lebih besar daripada energi yang dilepaskan oleh gempa bumi dunia dalam 1 tahun atau 250 000 kali lebih besar daripada 1-megaton nuklir. Energi panas sebesar itu adalah energi yang dihasilkan oleh 1 tahun disintegrasi zat radio aktif di dalam bumi. Energi yang dihasilkan selama umur bumi akan jauh lebih besar.

Akumulasi panas di dalam bumi oleh peristiwa disintegrasi zat radio aktif tersebut ditunjukkan oleh awal-awal grafik pada Gambar 2.10 (pada kedalaman < 100 km). Kemudian suhu akan bertambah panas pada elevasi yang lebih dalam sebagai akibat dari tekanan batuan akibat gaya gravitasi. Kombinasi antara peristiwa dua hal tersebut sebagai fungsi dari waktu akhirnya menghasilkan sejarah temperatur bumi seperti tampak pada Gambar 2.9) dan 2.10).

Ada juga sisi lain yang perlu dipertanyakan yaitu bahwa walaupun telah berlangsung lama tetapi panas akan berkurang akibat teradiasi keluar. Jawabannya adalah bahwa *thermal conductivity* batu sangatlah kecil sehingga panas yang teradiasi keluar dari batuan sangat kecil dan sebagian besar panas terperangkap dibatuan di dalam bumi. Untuk dapat membayangkan demikian kecilnya *thermal conductivity* batu maka untuk mentransfer panas dari satu tepi batu setebal 10 meter ke tepi yang lain diperlukan 3 tahun. Apabila panas datang dari tepi batuan granit setebal 400 km maka secara teoritik diperlukan 5 milyard tahun untuk menembus/ sampai pada tepi/sisi yang lain. Dengan kenyataan seperti itu pendinginan bumi tidak mudah terjadi dan panas yang ada masih terperangkap didalam bumi. Akhirnya tiap-tiap lapis didalam bumi mempunyai suhu yang berbeda. Semakin menuju ke inti bumi suhu tersebut semakin besar sebagaimana yang ditunjukkan di Gambar 2.9). Adanya panas di dalam bumi ini mempunyai implikasi yang lebih lanjut dan akan disampaikan kemudian.

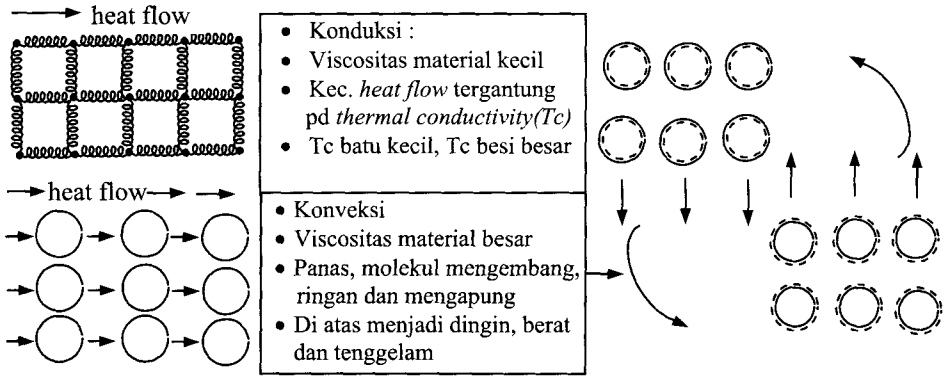
2.5 Teori Koveksi (*Convection Theory*)

Sebagaimana di sampaikan sebelumnya bahwa terjadi akumulasi panas di dalam bumi melalui beberapa sebab. Teori konveksi akan berhubungan dengan perpindahan panas dari satu tempat ke tempat lain. Secara umum panas akan menjalar/pindah dari tempat yang suhunya panas ke tempat yang suhunya dingin. Pada bahasan ini akan terkait pada perpindahan panas dari lapisan bumi yang suhunya tinggi (di dalam bumi) kebagian/lapis lain yang suhunya redah (permukaan kerak bumi). Perpindahan panas ini akan mempunyai pengaruh yang sangat besar bagi peristiwa geologi.

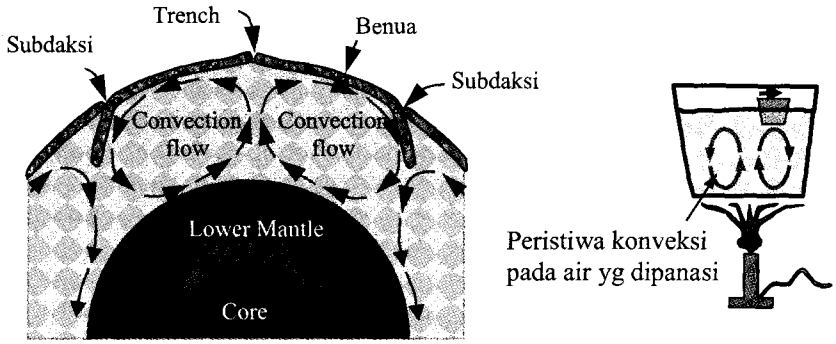
Umumnya terdapat 3 macam perpindahan panas yaitu konduksi (*conduction*), konveksi (*convection*) dan radiasi (*radiation*). Masing-masing macam cara perpindahan panas mempunyai karakter yang berbeda dan spesifik. Konduksi adalah perpindahan panas pada benda padat melalui kontak antara melekul-molekul. Menurut ilmu fisika, energi panas pada satu molekul ditunjukkan oleh getaran molekul tersebut. Hal ini berarti bahwa intensitas getaran molekul akan menunjukkan tingkat energi panas yang terkandung. Panas dari molekul

yang satu akan menjalar pada molekul yang lain apabila getaran molekul tersebut mengenai molekul disampingnya dan begitu seterusnya. Untuk memodel rambantan panas (*heat flow*) pada peristiwa konduksi tersebut umumnya dipakai model mekanik yang berupa rangkaian pegas-pegas yang saling sambung-menyambung menyerupai jaring-jaring sebagaimana yang tampak pada Gambar 2.11). Kwantitas transfer panas dari molekul yang satu ke molekul yang lain ditentukan oleh koefisien konduksi (*thermal conductivity*).

Batu granit yang berada di lapis *lithosphere* mempunyai koefisien konduksi yang sangat kecil, artinya batu granit bukan merupakan bahan konduktor yang baik. Dengan koefisien konduksi yang kecil memungkinkan panas masih terperangkap didalam bumi.

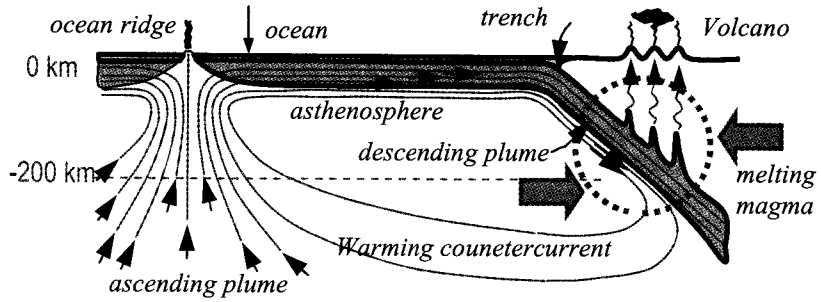


Gambar 2.11 Model Konduksi dan Konveksi



Gambar 2.12. Model Teori Konveksi Umum

Konveksi akan berhubungan dengan perambatan panas pada benda cair ataupun material yang mempunyai viskositas. Ahli fisika Inggris Lord Rayleigh pada abad ke-19 telah melakukan studi intensif tentang peristiwa konveksi. Hasil penelitiannya menunjukkan bahwa konveksi akan terjadi apabila terjadi perbedaan suhu antara molekul dan terjadi pada material yang mempunyai koefisien muai panas (*coefficient of thermal expansion*) yang cukup besar seperti air. Apabila suatu molekul zat cair panas maka volumenya membesar dan bertambah ringan. Apabila molekul yang lain masih relatif dingin maka akan lebih berat daripada molekul yang panas. Molekul yang panas, lebih ringan cenderung akan naik sebaliknya molekul yang dingin, lebih berat akan cenderung bergerak turun/ tenggelam. Dengan demikian akan timbul gerakan molekul.



Gambar 2.13. Model Konveksi pada *Upper Mantle* (Press & Siever,1978)

Laju gerakan molekul ini akan dihambat oleh tingkat viskositas material. Apabila viskositas cairan cukup besar seperti pada zat cair, maka gerakan molekul akibat perbedaan berat akan semakin lancar. Apabila sumber panas ada dibawah, maka molekul yang turun ke bawah karena lebih berat akan menjadi panas dan ringan, sebaliknya molekul yang bergerak ke atas akan menjadi dingin dan akan bertambah berat. Dengan demikian akan terjadi siklus gerakan akibat perbedaan panas dan hal ini kemudian disebut peristiwa konveksi. Model dan implikasi teori konveksi disajikan di Gambar 2.12) dan Gambar 2.13). Pertanyaannya kemudian adalah apa hubungan antara teori konveksi dengan kejadian yang ada di bumi ?.

2.6 Teori Lempeng Tektonik

Pada masa pembentukan lapis-lapisan di dalam bumi terlihat bahwa suhu di tiap-tiap lapisan bumi akan berbeda-beda. Pada permukaan bumi suhu relatif rendah sedangkan di dalam bumi suhu mencapai lebih dari 4500° C. Pada pembahasan tentang teori konveksi juga diketahui bahwa terdapat gerakan material diantara lapis *asthenosphere* sampai lapis *lower mantel*. Daerah ini adalah daerah semi likuid dengan suhu yang sudah relatif tinggi sehingga memungkinkan timbulnya peristiwa konveksi. Lapis *lithosphere* berikut lapis kerak bumi merupakan lapis luar yang relatif ringan, tidak begitu kuat dan sudah relatif dingin.

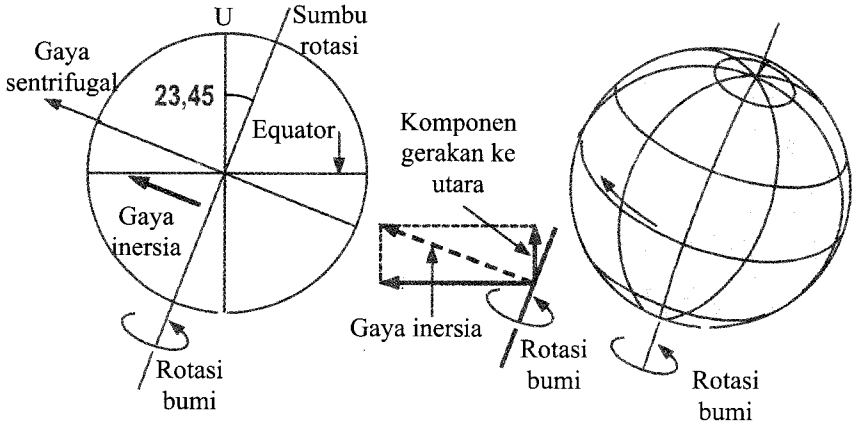
Teori lempeng tektonik mengatakan bahwa lapis *lithosphere* bukanlah lapis yang masif dan homogen tetapi terdiri atas lapis yang tidak masif dan pecah-pecah. Pecah-pecahnya lapisan *lithosphere* ini terjadi karena penyusutan bumi akibat pendinginan lapisan luar pada periode pembentukan lapis-lapisan di dalam bumi. Penyusutan lapisan terjadi pada arah radial dan tangensial sebagai kombinasi antara gaya gravitasi dan proses pendinginan lapisan luar bumi. Mengingat lapisan *lithosphere* bukanlah lapisan yang homogen maka pecahnya lapisan ini juga tidak teratur, yangmana retak/pecahnya lapisan ini terletak pada bagian yang relatif lemah. Akibat retak/pecah-pecahnya lapisan *lithosphere* maka di lapis luar bumi akan terdapat lempeng-lempeng *lithosphere* yang selanjutnya disebut lempeng tektonik.

Pertanyaan yang sering timbul adalah apakah lempeng-lempeng tektonik yang ada sekarang ini masih sama dengan lempeng-lempeng tektonik seperti pada awal pembentukannya ?. Para *geologist* sepakat mengatakan tidak, karena bentuk dan komposisi lempeng-lempeng tektonik seperti sekarang ini adalah hasil dari proses gerakan lempeng-lempeng tektonik yang sudah berlangsung ratusan juta tahun. Ada peneliti yang mencoba mendiskripsikan komposisi lempeng-lempeng tektonik dunia pada 800, 600, 400, 200, 180, 135 dan 65 juta tahun yang lalu. Namun demikian konpisisi yang banyak diadopsi oleh para ahli adalah sejak 200 juta tahun yang lalu. Mengapa lempeng-lempeng tektonik tersebut

bergerak akan dijelaskan lebih lanjut. Dengan perkataan lain bentuk dan komposisi lempeng-lempeng tektonik ratusan juta tahun yang lalu adalah berbeda dengan sekarang. Lempeng-lempeng tektonik mulai dari awal pembentukannya sampai dengan sekarang dan bahkan ramalan untuk 50 juta tahun dari sekarang akan dibahas pada sub bab berikutnya.

2.6.1 Teori *Continental Drift*

Teori *continental drift* pada awalnya digagas oleh Frank B Taylor (1860-1938) dari USA dan ahli meteorologi bangsa German Alfred Wagener, 1880-1930. Wagener mengemukakan teori ini pada tahun 1912 dan waktu itu banyak ditanggapi oleh para ilmuwan. Baru kira-kira tahun 1960'an setelah ditemukan bukti-bukti baru, maka teori tersebut banyak diadopsi oleh banyak ilmuwan. Teori ini mengatakan bahwa lempeng-lempeng tektonik dunia mengambang di lapisan lembek *asthenospher* dan paling tidak mendapat 2-gaya dorong yang memisahkannya menjadi lempeng-lempeng tektonik benua.



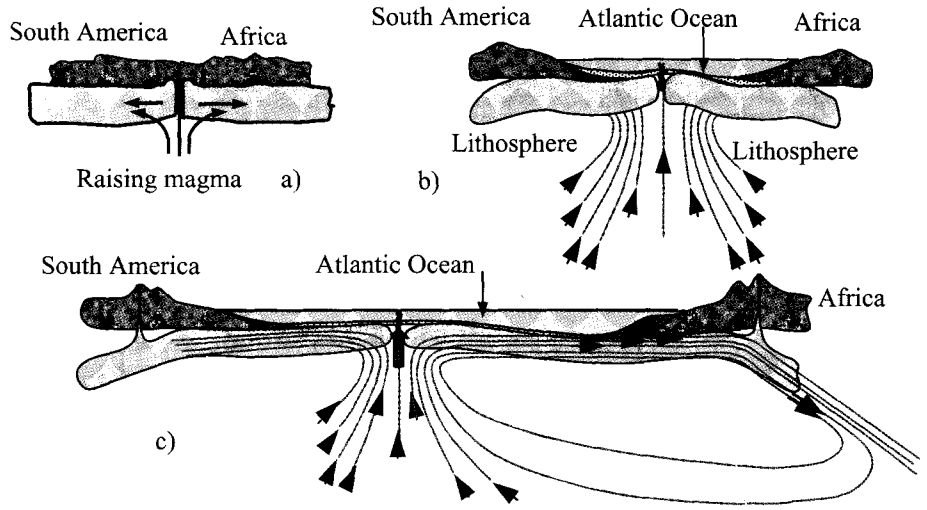
Gambar 2.14. Arah gerakan *Continent drift*

Gaya pertama adalah gaya sentrifugal yang terjadi akibat rotasi bumi. Pada kenyataannya bumi berotasi mengelilingi porosnya ke arah kanan/timur, sehingga terdapat gaya sentrifugal. Gaya sentrifugal terbesar akan terjadi pada katulistiwa dan teoritis menjadi nol di kutub2 rotasi bumi. Mengingat lempeng tektonik benua lebih tinggi kedudukannya dibanding dengan lantai dasar laut (*sea floor*) maka gaya sentrifugal yang bekerja pada jarak yang lebih jauh dari pusat bumi (daratan) akan lebih besar daripada gaya sentrifugal yang bekerja pada lempeng tektonik dasar laut. Sesuai dengan hukum dinamika, gaya sentrifugal yang berfungsi sebagai gaya inersia akan bergerak berlawanan dengan arah gerakan (rotasi bumi kekanan/ketimur) seperti disajikan di Gambar 2.14). Sementara itu poros putar bumi tidak utara selatan tetapi membentuk sudut 23°. Akibatnya lempeng-lempeng tektonik benua cenderung bergerak ke barat-ke utara, mendekati ekuator (Gilluly dkk, 1975). Gaya yang kedua yang menyebabkan terjadinya *continent drift* adalah *tidal force* yaitu gaya tarik antar planet, yang dalam hal ini adalah gaya tarik bumi dengan matahari dan bulan. Terakhir-terakhir baru diketahui bahwa gaya-gaya ini sebenarnya relatif kecil untuk menggerakkan lempeng tektonik (Zumberge dan Nelson, 1976)

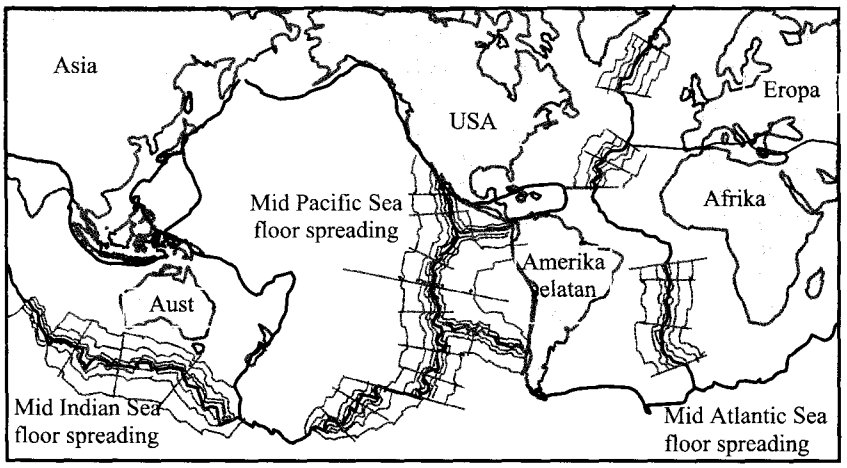
2.6.2 Teori *Sea Floor Spreading*

Teori ini datang belakangan setelah teori *contionent drift* (Zumberge dan Nelson,

1976). Para ahli berpendapat bahwa gaya inersia akibat rotasi bumi dan *tidal force* diyakini relatif kecil untuk dapat menggerakkan lempeng tektonik dunia. Walaupun demikian *teori sea-floor spreading* tetap berawal dari adanya teori *continent drift, convection theory* dan hasil-hasil penelitian yang lebih baru. Hasil-hasil penelitian yang dimaksud adalah ditemukannya beberapa saluran/parit-parit tengah samudera *(world wide mid-ocean ridges)* dan adanya bentuk simetri sebaran *anomaly magnetic* pada kanan kiri parit samudera.



Gambar 2.15. *Sea Floor Spreading*/perluasan lantai dasar laut (Press & Siever, 1978)



Gambar 2.16. *Worldwide sea floor spreding*

Gambar 2.15) adalah deskripsi skematik tentang *sea spreading theory*. Peristiwa *convection* sebagaimana dijelaskan di atas akan menghasilkan gaya dorong (*driving force*) yang arah-arah gayanya saling menjauh (*divergence*). Akibat fenomena ini terjadilah parit benua yang terjadi di tengah samudera Pasifik, Atlantik dan di selatan Australia sebagaimana yang tampak pada Gambar 2.16).

Terjadinya perluasan dasar samudera dikiri-kanan parit benua (*sea floor spreading*) dapat dikenali dengan terjadinya *anomaly magnetic*. Sebaran *anomaly magnetic* pada lava dingin kanan kiri parit terjadi karena lava dingin yang lama terdesak oleh lava dingin baru, yang baru keluar dari *rift* (patahan/saluran/parit) akibat naiknya magma keatas. Karena *convection flow* berlanjut terus maka perbaharuan lawan dingin dikanan kiri parit selalu akan terjadi. Kandungan magnet lava yang lama akan berbeda dengan kandungan magnet pada lawa yang baru. Akibat gaya dorong peristiwa *convection flow* serta terbentuknya lava-lava dingin yang baru maka terjadilah perluasan dasar samudera (*mid-ocean spreading*). Perbedaan *anomaly magnetic* inilah yang dipakai para ahli untuk menghitung berapa lama proses perluasan dasar samudera telah terjadi. Dengan teori baru ini (*mid-ocean spreading*) maka lempeng-lempeng tektonik benua menjadi bergerak, sehingga Amerika selatan dan Afrika yang dahulunya menyatu kemudian memisah semakin jauh seperti sekarang ini. Diperlukan waktu yang sangat lama (lebih dari 600 juta tahun) mulai dari kondisi keduanya menyatu sampai seperti sekarang ini.

Sebagaimana dikatakan sebelumnya, *continental drift theory* disampaikan jauh sebelum *sea floor spreading*. Kedua teori tersebut kemudian diterima sebagai salah satu penyebab berpisahnya lempeng-lempeng tektonik/benua dunia kuno menjadi seperti sekarang ini. Belum ditemui penjelasan yang lebih rinci tentang pengaruh berkumpulnya benua kuno terhadap iklim yang ada saat itu, mengingat iklim dunia sekarang ini dipengaruhi oleh konfigurasi daratan/benua dan lautan. Beberapa alasan bahwa benua-benua sekarang ini dahulunya berkumpul saling berdekatan adalah sebagai berikut (Zumberge dan Nelson,1976):

1. Alasan yang pertama adalah adanya kecocokan geometri benua
   Terdapat kecocokan geometri antar benua yaitu bertemunya pantai barat Afrika dengan pantai timur Amerika Selatan dan Amerika Utara sebagai suatu *ancient Pangea continent drift* seperti tampak pada Gambar 2.16). Apabila begitu maka muara sungai Amazon di Brasilia sekarang bertemu dengan muara sungai Kongo di Zaire dan airnya mengalir kemana ?. Ada kemungkinan mengalir ke laut Karibia sekarang atau mengalir melalui *continent drift* menuju ke Antartika.
2. Alasan kedua adalah adanya kesamaan kondisi geologi
   Terdapat kesamaan geologi batuan antara pantai timur Amerika Selatan dengan pantai barat Afrika. Selain itu juga ditemui kemiripan antara pantai timur Amerika Utara dengan Inggris dan pantai barat Eropa sekarang.
3. Alasan ketiga adalah adanya kesamaan flora/tumbuhan
   Dibeberapa tempat seperti di Amerika Selatan, Afrika dan India di jumpai adanya flora yang menunjukkan kesamaan. Suatu jenis flora di Brasilia menunjukkan kemiripan seperti dijumpai di Afrika selatan.
4. Alasan ke empat adalah adalah kondisi iklim dan struktur batuan
   Walupun para ahli geologi agak sulit mengeneralisasi kesamaan batuan antara Amerika Selatan, Afrika, India maupun Australia secara keseluruhan tetapi dibagian selatan sepanjang *ancient drift* tersebut ditemui adanya kesamaan. Adanya endapan deposit dari peristiwa luncuran glasier di Australia, Amerika selatan dan Afrika yang sekarang ini berada kurang lebih 10° LS adalah terlalu dekat dengan katulistiwa. Luncuran glasier tersebut terjadi padi daerah kutub selatan pada saat benua-benua tersebut masih mengumpul sebagai Gondwanaland sebagaimana disebut sebelumnya. Disisi yang lain juga ditemui bahwa pegunungan yang ada di sekitar samudera Atlantik tiba-tiba terputus di laut. Rekonstruksi dengan menghubungkan antara Amerika Selatan dengan Afrika menunjukkan bahwa pegunungan-pegunungan tersebut dapat saling menyambung.

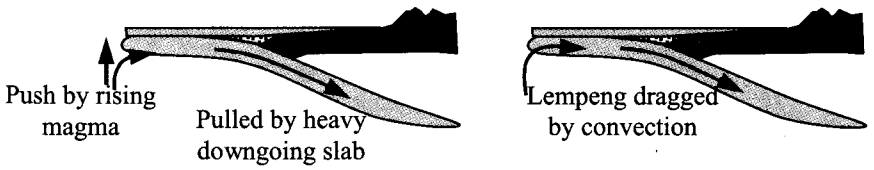
Sekarang ini lempeng-lempeng tektonik tersebut adalah lempeng Eurasian, lempeng Australian, lempeng Pasific, lempeng Phillipines, lempeng North American, lempeng South American, lempeng Nasca, lempeng Cocos, lempeng African, lempeng Arabian, lempeng Caribbean dan lempeng Antartic. Indonesia terletak di lempeng Eurasian yang sebelah selatan berbatasan dengan lempeng Australian dan sebelah timur berbatasan dengan lempeng pasific dan Philippines.

2.7 Gerakan Lempeng Tektonik

2.7.1 Gaya Dorong (*Driving Force*)

Konsep lempeng tektonik kuno Pangea-Panthalasa adalah konsep yang selama ini banyak dianut oleh para ahli. Konsep tersebut merupakan rekonstruksi kembali posisi lempeng-lempeng tektonik mengingat alasan-alasan sebagaimana disebut sebelumnya. Sekarang ini komposisi dan posisi lempeng-lempeng teknonik sudah jauh berbeda dengan konsep Pangea-Panthalasa. Hal ini berarti bahwa komposisi dan posisi lempeng tektonik tidaklah tetap sepanjang masa, tetapi mengalami perubahan. Terjadinya perubahan dari posisi awal ke posisi sekarang berarti ada mekanisme perpindahan lempeng tektonik, dan itu berarti bahwa ada gerakan lempeng-lempeng tektonik. Komposisi dan posisi lempeng-lempeng tektonik sekarang ini sudah diketahui secara baik, padahal lempeng-lempeng tektonik itu bergerak maka dengan melakukan rekonstruksi kebelakang maka disepakatilah konsep Pangea dan Panthalasa tersebut.

Pertanyaan selanjutnya mengapa dan oleh apa lempeng-lempeng tektonik tersebut dapat bergerak ?. Pertanyaan ini sudah muncul sejak lama dan terdapat banyak teori tentang penyebab bergeraknya lempeng tektonik. Pada awal abad ke-20 (1912) Alfred Wegener ahli geografi bangsa German menyampaikan suatu hipotesa mengenai bergeraknya lempeng tektonik. Hipotesisnya mengatakan bahwa lempeng-lempeng tektonik bergerak akibat adanya gaya sentrifugal oleh berotasinya bumi. Hal ini terjadi karena lempeng-lempeng tektonik terletak di atas lapisan lembek *Asthenosphere* dan letaknya lebih tinggi daripada dasar laut sehingga mendapat gaya sentrifugal yang terbesar. Gaya sentrifugal pada lempeng benua inilah yang menggerakkan lempeng tektonik menggelincir di atas lapis *asthenosphere.* Gerakan lempeng tektonik ini juga dipicu oleh adanya gaya tarik bulan dan matahari (*tidal force*). Karena bumi berputar ke arah timur maka sesuai dengan hukum dinamika gaya inersia akan berlawanan dengan arah gerakan dan akibatnya lempeng-lempeng tektonik besar akan bergerak ke barat. Dikemudian hari diketahui bahwa gaya sentrifugal ini relatif sangat kecil untuk dapat menggerakkan lempeng tektonik.



Gambar 2.17. Gaya dorong lempeng tektonik.

Hipotesa yang lain disampaikan oleh Arthur Holmes (1928) ahli geologi Inggris memulai mengarah pada jawaban atas pertanyaan tersebut. Hipotesa Holmes mengatakan bahwa peristiwa konveksi sebagaimana dibahas sebelumnya merupakan suatu siklus aliran panas (*heat flow*) yang membawa cukup energi dan berfungsi sebagai gaya dorong (*driving force*) untuk menggerakkan lempeng *lithosphere.* Pada peristiwa konveksi ini siklus gerakan panas (*heat flow*) berada pada lapis asthenosphere, lapis *mantle* dan di bawah lapis lithosphere.

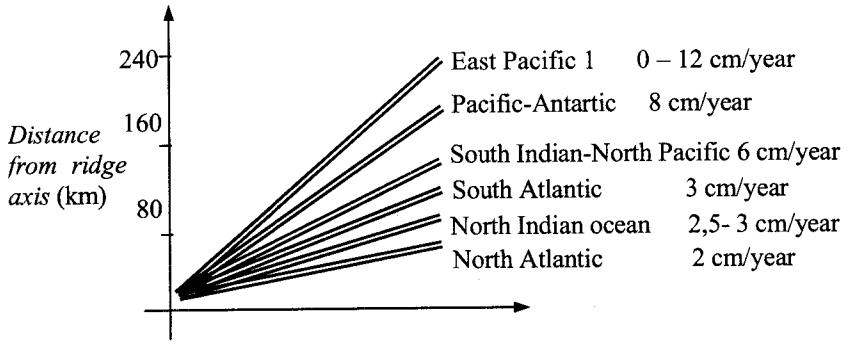
Gaya dorong akibat peristiwa konveksi sebagaimana tampak pada Gambar 2.17). akan menggerakkan lempeng tektonik karena lempeng ini terletak di atas lapisan lembek *asthenosphere.*

Bergeraknya lempeng *lithosphere* juga dikaitkan dengan peristiwa melebarnya dasar lautan (*sea-floor spreading*) didaerah parit tengah samudera (*mid-ocean ridge*). Hipotesa ini berkembang pada tahun 1960'an dan banyak diakui/dianut oleh para ahli. Pada hipotesa ini, bergeraknya lempeng tektonik (*lithosphere*) disebabkan oleh muncul/tembusnya gerakan magma panas kepermukaan. Gerakan magma panas ini sebenarnya merupakan bagian dari peristiwa konveksi. Gerakan magma panas yang ada dibawah lapis *lithosphere* adalah murni sebagai gerakan akibat peristiwa konveksi, tetapi di tempat-tempat tertentu yang konfigurasi *lithosphere* nya relatif lemah maka magma panas dapat menembus permukaan tanah. Magma yang sudah di permukaan akan mendingin apalagi di dasar laut, magma ini akan terdorong secara lateral menjauhi as parit samudera oleh keluarnya/munculnya magma baru. Demikianlah siklus berjalan terus sehingga terjadi pelebaran parit samudera yang dimaksud.

Melalui peristiwa seperti itu pada era Pangea dan Panthalasa antara benua Afrika dan Amerika Selatan yang dahulunya saling menyatu kemudian terdorong saling menjauh sehingga antara keduanya menjadi terpisah sampai sekarang.

2.7.2 Kecepatan dan Arah Gerakan Lempeng Tektonik

Sebagaimana dibahas sebelumnya bahwa lempeng tektonik itu tidak tetap diam ditempat tetapi bergerak menurut arahnya masing-masing. Gerakan lempeng tektonik diukur secara periodik pada waktu dan di tempat-tempat tertentu. Gerakan lempeng tektonik diukur berdasarkan anomali magnetik yang terjadi pada tempat-tempat tertentu di daerah parit samudera (*sea-floor/ridge*). Kecepatan gerakan diperoleh dengan membagi jaraknya terhadap sumbu *ridge* dengan usia anomali. Anomali magnetik terjadi karena usia batuan di daerah parit samudera tersebut berbeda-beda sebagai akibat dari meluasnya parit samudera yang disebabkan oleh desakan magma panas yang muncul dipermukaan. Sebagai contoh, perbandingan laju gerakan lempeng tektonik di daerah-daerah parit samudera adalah seperti tampak pada Gambar 2.18 (Press & Seiver, 1977).



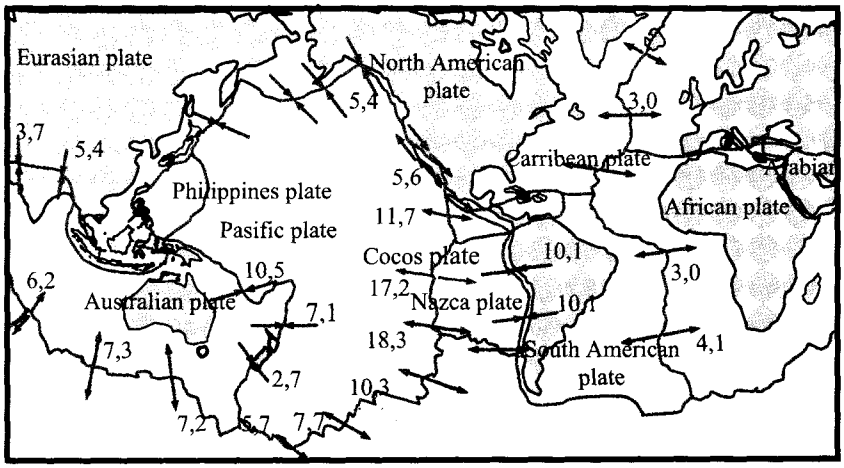
Gambar 2.18. Laju gerakan lempeng-lempeng tektonik

Pada gambar tersebut tampak bahwa laju gerakan lempeng tektonik berbeda-beda antara parit samudera yang satu dengan yang lain. Parit samudera Pasifik timur mempunyai laju gerakan yang terbesar yaitu 10 - 12 cm/tahun. Gerakan lempeng tektonik selengkapnya sekarang ini adalah seperti yang tampak pada Gambar 2.19). Tampak pada gambar tersebut bahwa arah gerakan lempeng tektonik tidak menentu. Lempeng tektonik terbesar yaitu

lempeng Pasifik dan Lempeng Amerika Selatan cenderung bergerak ke barat, sedangkan gerakan lempeng lainnya tidak menentu.

Salah satu kasus yang ditemui pada Gambar 2.19) tersebut adalah tumbukan antara lempeng Australia dengan massa M_A yang bergerak ke utara dengan kecepatan 7,25 cm/th sedangkan lempeng tektonik Eurasia dengan massa M_E bergerak ke selatan dengan kecepatan 5,4 cm/tahun. Tumbukan antara lempeng tektonik tersebut terjadi di batas lempeng tektonik (*plate boundary*) di sebelah selatan pulau Jawa. Menurut teori fisika peristiwa tersebut adalah peristiwa tumbukan, yang peristiwa tumbukan dapat dikategorikan tumbukan elastik maupun tumbukan tidak elastik. Pada tumbukan jenis pertama maka masing-masing lempeng tektonik akan mempunyai arah dan kecepatan setelah terjadinya tumbukan. Pada jenis yang kedua, kedua lempeng tektonik akan menyatu dan bergerak bersama-sama dengan arah dan kecepatan tertentu. Tumbukan antara dua lempeng tektonik tersebut tidak menghasilkan arah dan kecepatan seperti ke dua jenis tumbukan tersebut. Oleh karena itu peristiwanya tidak dapat didekati dengan model tumbukan elastik tetapi juga bukan tumbukan tidak elastik. Kejadian yang sesungguhnya adalah dua lempeng tektonik tersebut terus bergerak menurut arah dan kecepatannya masing-masing yang diikuti dengan rusaknya lempeng tektonik pada bagian-bagian tertentu yang kemudian mengakibatkan gempa bumi. Untuk membuktikan adanya gerakan lempeng tektonik maka bukti-bukti empirik telah dikumpulkan sebagaimana disampaikan sebelumnya. Bukti empirik diperoleh dengan mengadakan observasi lapangan.

Hasil observasi menunjukkan pada gunung/kegiatan vulkanik dasar laut menunjukkan usia yang jauh lebih tua pada jarak yang semakin jauh dengan sumbu parit samudera. Disamping itu hasil pemboran sedimentasi batuan menunjukkan bahwa batuan yang jauh dari sumbu parit samudera mempunyai usia yang jauh lebih tua. Zumberge dan Nelson (1976) menunjukkan bukti yang lain bahwa batuan di daratan benua mempunyai usia tidak kurang dari 3 milyar tahun, sementara usia batuan di daerah parit samudera kurang lebih baru 180 juta tahun.



Gambar 2.19. Arah dan Kecepatan Gerakan Lempeng Tektonik

2.8 Macam Gerakan Lempeng Tektonik

Seperti disampaikan sebelumnya dan disajikan pada Gambar 2.19) bahwa lempeng-lempeng tektonik dunia bergerak menurut arah dan kecepatannya masing-masing. Pada gambar tersebut tampak bahwa pada umumnya terdapat 3-macam gerakan lempeng tektonik

yang akan memberikan akibat berbeda-beda. Kategori gerakan lempeng tektonik tersebut adalah sebagai berikut ini.

2.8.1 Gerakan Divergen

Gerakan lempeng tektonik divergen adalah gerakan dua lempeng tektonik yang saling menjauh. Gerakan ini adalah sebagai akibat dari gaya dorong peristiwa konveksi, akibat gaya sentrifugal berotasinya bumi, akibat gerakan keluarnya magma panas dan pengaruh gravitasi sebagaimana disampaikan sebelumnya. Seperti tampak pada Gambar 2.15), gerakan lempeng tektonik divergen misalnya adalah *Mid Pasific ridge, Mid Atlantic ridge* dan *Mid Indian ridge*. Para ahli memperkirakan bahwa samudera Pasifik belum seperti sekarang ini pada 150 juta tahun yang lalu, karena pada saat itu benua-benua masih mengumpul manjadi satu seperti konsep Pangea-Panthalasa. Seperti tampak pada gambar, antara lempeng Amerika selatan dan Afrika yang dipisahkan oleh *Mid Atlantic ridge*, kecepatan menjauh gerakan lempeng berkisar antara 2,5 - 4,1 cm/tahun. Misalnya diambil rata-rata kecepatan gerakan 3,5 cm/tahun, maka dalam jangka 150 juta tahun maka kedua benua akan terpisah sejauh 5250 km. jarak itu kira-kira setara dengan jarak antara kedua benua saat ini. Secara keseluruhan, gerakan lempeng tektonik divergen inilah yang mengakibatkan komposisi benua seperti sekarang ini. Secara skematis gerakan lempeng tektonik secara divergen disajikan pada Gambar 2.15).

2.8.2 Gerakan Konvergen

Apabila salah satu ujung lempeng tektonik saling menjauh, maka pada ujung yang lain lempeng-lempeng tektonik itu bergerak saling mendekat karena bentuk bumi yang bulat. Gerakan lempeng tektonik yang saling mendekat disebut gerakan konvergen. Gerakan antara dua lempeng tidak saja saling mendekat tetapi lebih dari itu yaitu saling bertumbukan. Dua lempeng tektonik saling bertumbukan maka umumnya akan membentuk subdaksi (*subduction*) yaitu lempeng yang satu akan menyusup dibawah lempeng yang lain. Lempeng yang menyusup dibawah umumnya disebut *downgoing plate* sedangkan lempeng yang diatas disebut *overriding plate*.

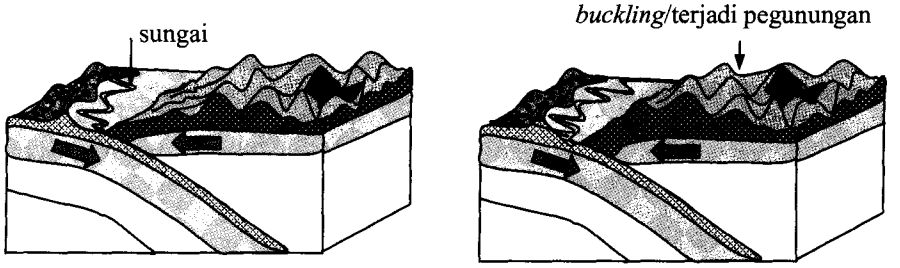
2.8.2.a *Continet to Continent Convergence*

Terdapat beberapa tempat yangmana subdaksi terjadi di daratan, artinya lempeng tektonik yang satu menyusup dibawah lempeng tektonik yang lain dan terjadi didaratan. Hal seperti ini terjadi tidak banyak terjadi, yang diantaranya adalah di pegunumgan Himalaya, subdaksi di Bam (Iran) dan sundaksi di Nabire (Indonesia) dan bagian selatan dari New Zealand.

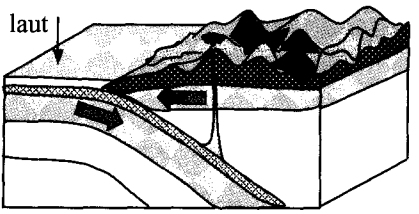
Apabila subdaksi antara 2-lempeng tektonik terjadi di daratan, maka akan ada kemungkinan gempa besar dan cukup dangkal terjadi di daerah tersebut. Sebagai contoh gempa Nabire (2003) dan khususnya gempa Bam (Iran), 2004 mengakibatkan korban manusia yang sangat besar (> 30 000 korban meninggal).

2.8.2.b *Ocean to Continent Convergence*

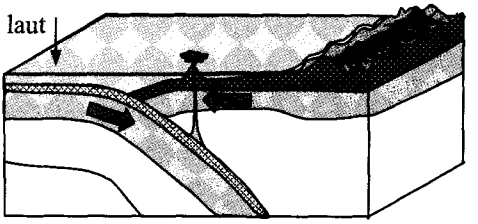
Subdaksi jenis ini adalah lempeng tektonik dibawah laut menyusup lempeng tektonik daratan seperti yang tampak pada Gambar 2.20). Contoh dari subdaksi jenis ini adalah subdaksi yang terjadi disepanjang pantai barat Amerika selatan dan Meksiko. Pada daerah tersebut lempeng tektonik didasar samudera Pasifik menyusup dibawah benua Amerika selatan.



Gambar 2.20. *Continent to continent Convergence* (Himalaya, Iran, Nabire Indonesia)



Gambar 2.21. *Ocean to continent* .



Gambar 2.22. *Ocean to ocean convergence.*

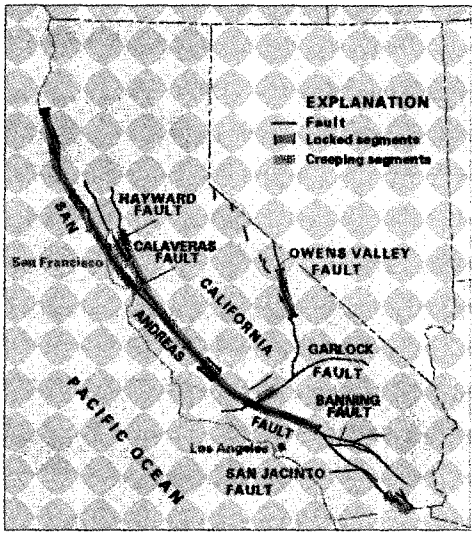
2.8.2.c *Ocean to Ocean Convergence*

Subdaksi ini adalah lempeng tektonik yang satu menyusup dibawah lempeng tektonik yang lain dan terjadi didasar laut. Subdaksi jenis ini paling bayak terjadi, yaitu terjadi selatan Jawa, barat Sumatera, kepulauan Kamatcha, Kuril, Jepang, Selatan Jawa, barat Sumatera, dan di kepulauan Tonga. Secara skematis subdaksi ini ditunjukkan pada Gambar 2.22).

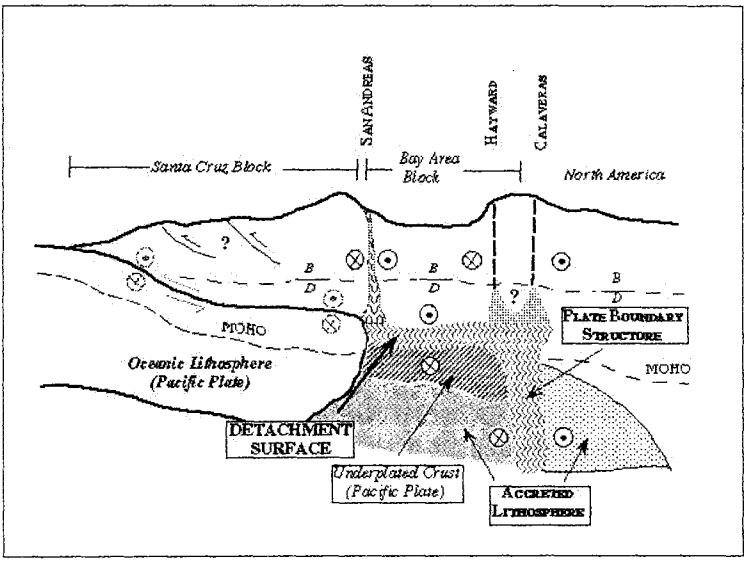
2.8.3 Gerakan Slip

Selain gerakan divergen dan konvergen maka kemungkinan yang lain adalah gerakan dua lempeng tektonik yang saling menggeser. Pada bagian-bagian tertentu didunia, gerakan antar dua lempeng tektonik betul-betul merupakan geser murni, artinya bahwa dua lempeng bergerak sejajar dan berlawanan arah. Gerakan seperti ini akan mengakibatkan sesar geser (*slip fault*). Contoh yang paling jelas adalah bergesernya lempeng pasifik dengan lempeng Amerika Utara didaerah pantai barat USA yang salah satunya dinamai patahan geser San Andreas (San Andreas *slip fault*).

Sesar geser juga dapat terjadi pada gerakan konvergen/subdaksi yangmana arah gerakan lempeng tektonik tidak tegak lurus pada batas dua-lempeng (*plate boundary*). Apabila demikian maka akan terdapat komponen geser dari gaya dorong lempeng tektonik. Semakin kecil sudut yang dibentuk oleh arah gerakan terhadap *boundary line* maka komponen/gaya geser akan semakin besar. Contoh sesar geser global yang cukup besar adalah sesar geser Anatolian di Turki, yangmana lempeng tektonik Afrika bergerak ke timur laut membentuk sudut kira-kira 45° dengan *plate baundary*. Pada skala yang lebih kecil yaitu sesar geser Bukit Barisan (*Great Sumatera slip fault*). Sesar geser ini juga terjadi karena lempeng Australia berberak ke utara membentuk sudut kira-kira 50° terhadap *plate boundary* disebelah barat Sumatera. Sesar geser yang paling terkenal adalah sesar San Andreas di California,USA (Gambar 2.23) dan sesar geser Anatolian di Turki. Sesar geser Sumatera termasuk dalam katagori ini.



Gambar 2.23. Sesar San Andreas [ ]



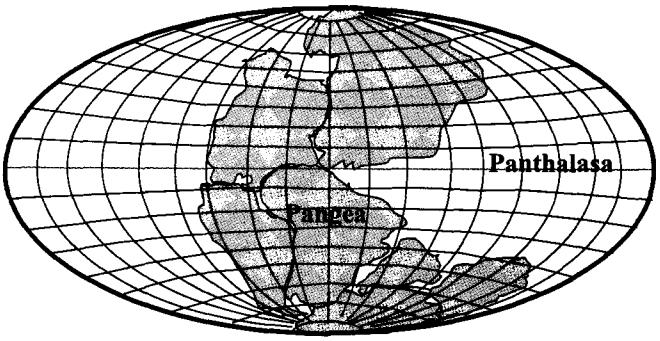
Gambar 2.24. Potongan sesar geser San Andreas ,USA [ ]

Sesar geser San Andreas adalah seperti yang disajikan pada Gambar 2.23). Karena sebagian besar gaya dorong merupakan gaya geser maka lempeng Pasific hanya mengakibatkan subdaksi yang relatif dangkal sebagaimana disajikan pada Gambar 2.24).

2.9 Evolusi Gerakan Lempeng-lempeng Tektonik

2.9.1 Pangea dan Panthalasa (200 juta tahun yang lalu)

Lempeng tektonik sebagaimana disajikan pada Gambar 2.16) adalah konfigurasi lempeng tektonik sekarang ini. Menurut Press dan Siever (1975) publikasi tentang pecahan dan gerakan/pemisahan lempeng-lempeng tektonik benua (*continent drift*) diawali pada tahun 1858. Pada akhir abad ke-19 ahli geologi Austria Eduard Suess mengemukakan tentang pecahan lempeng-lempeng tektonik yang mengumpul (*single giant continent*) yang dinamai *Gondwanaland* yang merupakan gabungan antara benua-benua bagian selatan sekarang (Antartika, Amerika Selatan, Afrika, Australia, dan kemungkinan India). Pada awal abad ke-20 ahli geografi German Alfred Wagener melengkapi apa yang dikemukakan oleh Suess yaitu adanya benua besar kuno (*super continent*) Pangea yang berarti *all lands* yang terjadi kira-kira 200 juta tahun yang lalu. Secara keseluruhan konsep pemikiran susunan benua-benua dan lautan kuno adalah seperti yang umumnya disebut konsep Pangea-Panthalasa yang berarti *all lands* dan *all seas* seperti tercantum pada Gambar 2.25). Adanya *driving force* oleh beberapa sebab maka lempeng-lempeng tektonik kuno tersebut bergerak menurut arah dan kecepatannya masing-masing. Investigasi radioaktif bekas lelehan batu basalt di Pantai timur USA menunjukkan bahwa batu basalt tersebut merupakan lelehan pada periode geologi Triassic kira-kira 200 juta tahun yang lalu yang merupakan awal pemisahan benua kuno Pangea.

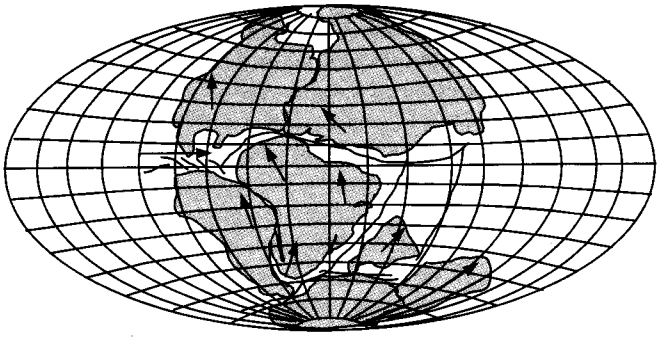


Gambar 2.25. Konsep Pangea (*all lands*) dan Panthalasa (*all seas*) kira-kira 200 juta tahun yang lalu (Press Siever, 1978)

Pada Gambar 2.25) tampak bahwa terdapat tiga kelompok benua besar yaitu Gondwanaland, Pangea dan Laurasia yang secara keseluruhan merupakan asal mula benua-benua yang ada sekarang ini. Benua-benua tersebut mengumpul menjadi satu walaupun terdapat *continent drift* (saling pecah-pecah dan bergerak saling memisahkan). Disamping itu lautanpun juga menyatu menjadi Panthalasa, yang sekarang ini terdapat lautan Pasific, Atlantik, India, Antartik dan laut Utara. Tampak pada gambar pada pada masa itu samudera Atlantik belum ada karena pantai

2.9.2 Lempeng Tektonik pada Periode Triassic (180 juta tahun yang lalu)

Lempeng tektonik pada kondisi Pangea dan Panthalasa tidaklah tetap, karena lempeng-lempeng tektonik tersebut terus bergerak dengan sebab seperti disampaikan sebelumnya. Gambar 2.26) adalah perkiraan posisi lempeng-lempeng tektonik pada periode Triassic yaitu kira-kira 180 juta tahun yang lalu.

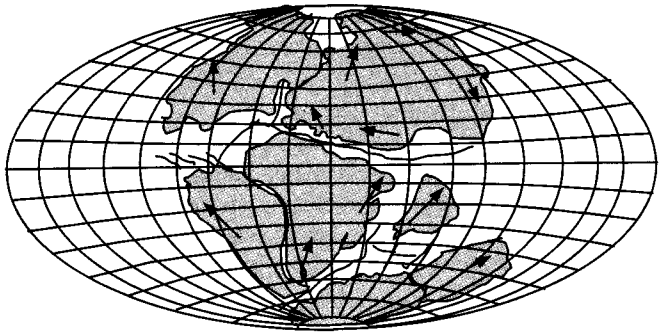


Gambar 2.26. Konfigurasi lempeng tektonik pada periode Triassic 180 juta tahun yang lalu.

Pada gambar tersebut tampak bahwa samudera Atlantik (di sekitar laut Bermuda sekarang) mulai terbentuk/terbuka. Ciri yang lain adalah bahwa benua utara (Laurasia) mulai terpisah dengan benua selatan (Gondwanaland). Disamping itu *sea-floor spreding* mulai memisahkan India sekarang dengan benua Antartika serta terbentuknya samudera India oleh memisahnya Afrika dengan India. Pemisahan antara benua-benua tersebut akan semakin jelas pada akhir periode Triassic yaitu kira-kira 135 juta tahun yang lalu. Karena lempeng tektonik/benua-benua kuno telah bergerak selama 65 juta tahun maka India sudah memisah jauh dari Afrika dan Antartika. Pada massa ini gurun Sahara masih berada di selatan katulistiwa. Peristiwa terbesar yang terjadi pada periode ini adalah memisahnya Amerika Selatan dengan Afrika dan India bergerak ke utara semakin mendekati Laurasia sebagaimana Tampak pada Gambar 2.26).

2.9.3 Lempeng Tektonik pada Periode Jurassic (135 juta tahun yang lalu)

Pada era Jurassic yaitu kira-kira 135 juta tahun yang lalu, komposisi benua-benua sudah berbeda secara siknifikan dibanding pada massa Triassic. Hal ini terjadi karena pada massa Jurassic, lempeng tektonik sudah bergerak selama 60 juta tahun sejak masa Triassic 180 juta tahun yang lalu.



Gambar 2.27. Perkiraan posisi benua2 pada massa Jurassic (135 juta tahun yang lalu)

. Perkiraan posisi benua-benua pada massa Jurassic adalah seperti pada Gambar 2.27). Masa Triassic, Jurasic dan sebagainya adalah massa atau skala waktu geologi yang akan disajikan kemudian. Adalah tidak mudah merekonstruksi peristiwa geologi dimasa-massa

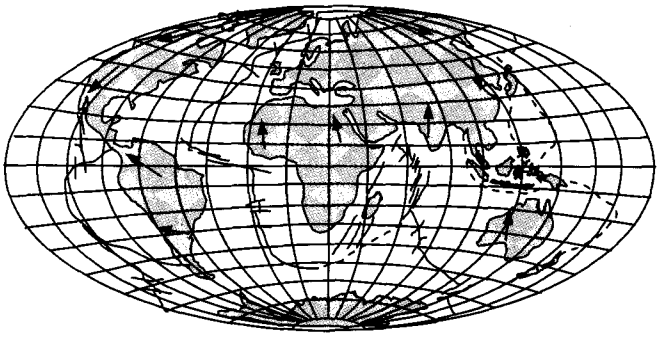
lalu apalagi jutaan tahun yang lalu. Oleh karena itu dibeberapa literatur sering dipakai istilah "*possible*" atau kemungkinan karena tidak ada tulisan sejarah yang secara tegas menjelaskan tentang hal itu. Berdasar pada hal tersebut terdapat beberapa versi bentuk/bangun, posisi dan arah gerakan benua-benua dimasa jutaan tahun yang lalu.

Tampak pada gambar 2.27) bahwa calon India sudah relatif jauh meninggalkan Antartika. Laut Bermuda (timur Florida ,USA) sudah mulai meluas karena calon USA sekarang) sudah bergerak keutara. Disamping itu benua Amerika Selatan sudah mulai menjauhi benua Afrika. Pada massa ini gurun Sahara sudah berada/disekitar di garis katulistiwa. Apabila kondisi iklim masih mirip sekarang ini maka secara logika di tempat itu gurun Sahara) terdapat banyak tumbuh2an baik kecil maupun pohon2 besar. Oleh karena itu kalau sekarang ini ditemui fosil-fosil pohon-pohon besar di gurun Sahara, karena gurun Sahara pernah berada di katulistiwa. Arah-arah gerakan benua-benua adalah seperti tampak pada gambar.

2.9.4 Lempeng Tektonik pada Periode Cretaceous (65 juta tahun yang lalu)

Massa Cretaceous adalah 65 juta tahun setalah massa Jurasic. Posisi benua-benua kira-kira adalah seperti yang tampak pada Gambar 2.28). Pada gambar tersebut tampak bahwa Amerika selatan sudah bergerak jauh dari Afrika. Pulau Madagaskar sudah berpisah dengan Afrika, calon India sudah jauh meninggalkan Antartika. Pada massa itu pula lautan Mediteranian sudah mulai mengecil. Pada massa ini gurun Sahara sudah berada di utara garis katulistiwa, karena Afrika terus bergerak keutara. Gerakan benua-benua adalah seperti yang tampak pada gambar.

Dibandingkan dengan pada massa Triassic, pada massa Cretaceus letak benua-benua Afrika, Amerika Selatan dan Australia sudah sangat berbeda. Benua Amerika Selatan sudah jauh terpisah dengan benua Afrika yang mana benua Afrika bergerak jauh keutara dan benua Amerika Selatan bergerak jauh ke arah barat laut. Apabila kecepatan gerakan lempeng-lempeng tektonik telah disepakati misalnya seperti yang tampak pada Gambar 2.18) dan rentang waktu gerak darai massa Traissic dan Cretacius diketahui maka jarak yang telah ditempuh oleh benua-benua tersebut dapat dihitung. Gerakan benua yang cenderung kearah utara tersebut juga berkaitan dengan posisi sumbu rotasi bumi sebagaimana yang disajikan pada Gambar 2.14). Adanya gaya inersia maka akibat rotasi bumi benua-benua cenderung bergerak kearah utara.



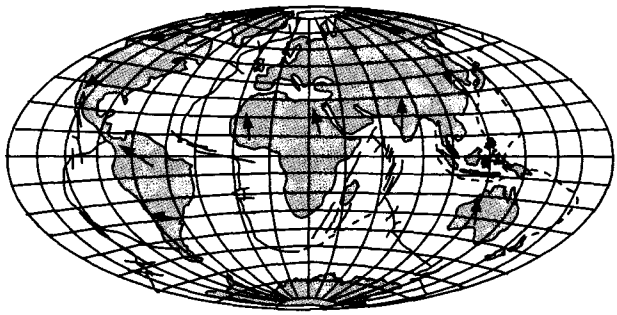
Gambar 2.28. Perkiraan posisi benua2 pada massa Cretaceous (65 juta tahun yang lalu)

Pada Gambar 2.28) tersebut juga terlihat bahwa peta Indonesia secara tiba-tiba tampak di

dalam gambar, padahal pada massa Triassic 135 juta tahun yang lalu bakal kepulauan Indonesia belum tampak sama sekali. Bangun benua pada massa Cretaceous sudah sangat mirip dengan bentuk benua-benua pada massa sekarang ini hanya posisi benua-benua masih agak berbeda. Untuk keperluan pengembangan ilmu pengetahuan, memang sangat perlu ditelusuri kapan dan bagaimana kepulauan Indinesia mulai terbentuk dan bagaimana evolusinya sampai sekarang.

2.9.5 Lempeng Tektonik Benua Sekarang

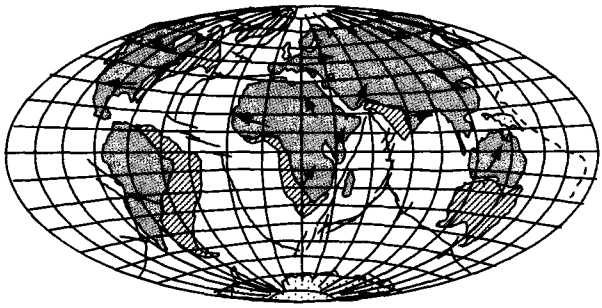
Posisi lempeng benua sekarang adalag sepeti pada Gambar 2.29). Setelah bergerak selama 65 juta tahun maka India bergabung dengan Asia, Amerika Selatan bergabung dengan Amerika Utara. Sementara itu Australia sudah berpisah dengan Antartika. Posisi gurun Sahara sudah semakin keutara, pulau Madagaskar sudah relatif jauh berpisah dengan Afrika timur. Sementara itu Indonesia yang pada massa Cretaceous belum ada maka setelah 65 juta tahun Indonesia sudah ada/terbentuk.



Gambar 2.29. Posisi benua-benua saat ini

2.9.6 Lempeng Tektonik Benua pada 50 juta tahun dari sekarang

Mengingat benua Australia terus bergerak keutara dengan kecepatan sekitar 7 cm/tahun maka pada 50 juta tahun yang akan datang, Australia sudah bergerak sejauh 3500 km dari posisi sekarang. Akibatnya pulau Jawa, Kalimantan, Sulawesi dan Maluku diperkirakan akan terdesak (hilang ?) oleh Australia, seperti yang tampak pada Gambar 2.30).



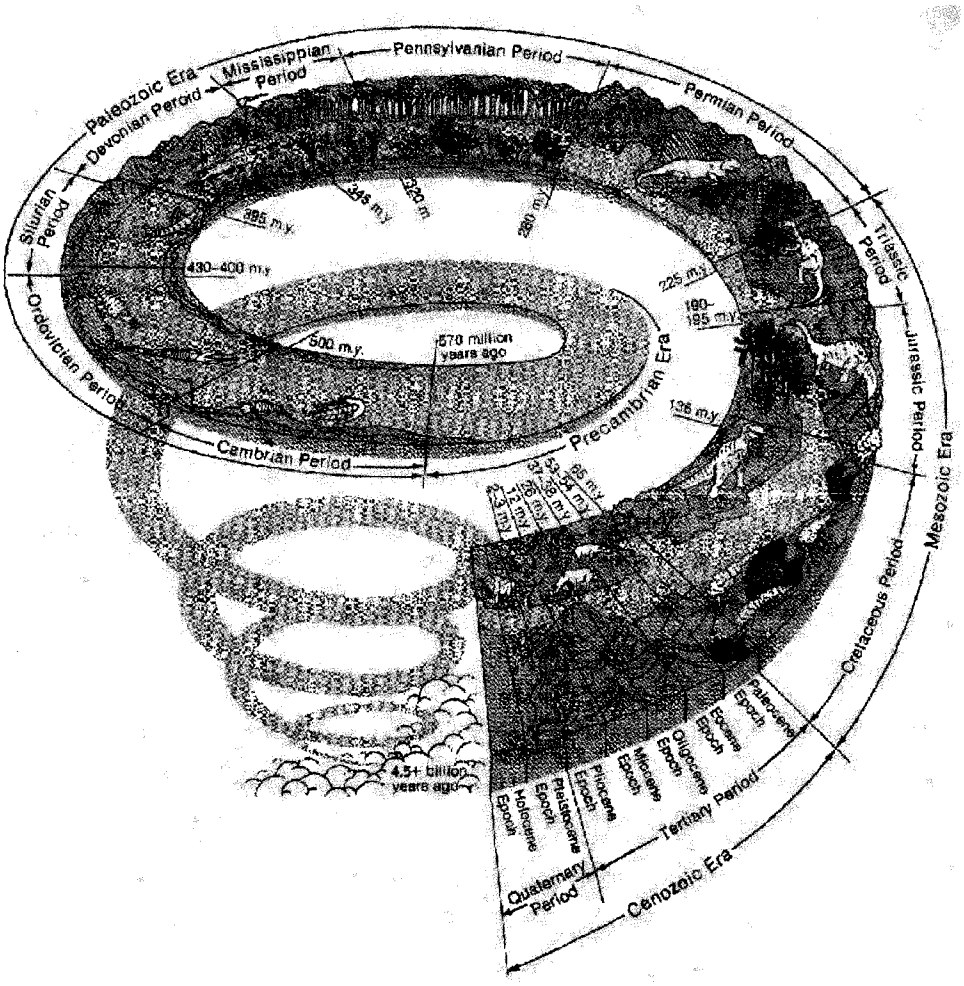
Gambar 2.30. Posisi benua-benua pada 50 juta tahun yang akan datang (Press & Siever,1978)

Pada gambar tersebut tampak bahwa USA bergerak kebarat (saat ini keselatan), benua

Eropa mengecil dan bergerak ketimur, India mengecil dan bergerak ke timur dll. Apakah itu benar, hal itu baru merupakan perkiraan/ramalan.

2.10 Skala waktu Geologi

Proses kejadian alam semesta dan tata-surya telah disampaikan pada Bab II. Didalam kejadian tata-surya termasuk didalamnya kejadian bumi. Para ahli banyak yang memperkirakan bahwa kejadian bumi sudah dimulai pada ± 4,5 milyard tahun yang lalu. Pada bahasan Butir 2.9) telah disebut beberapa istilah seperti Triassic, Jurassic dan Creataceous hal itu semua termasuk istilah-istilah di dalam skala waktu geologi. Berikut ini akan disampaikan sekilas tentang hal tersebut.



Gambar 2.31. Skala waktu geologi (Press & Siever, 1978)

Para ahli geologi telah mengindentifikasi bahwa batuan yang sekarang tampak di daratan tidaklah mutlak dari dulu memang demikian. Banyak batuan yang sekarang tampak di

daratan dahulunya pernah berada di dasar laut. Pergeseran batuan itu adalah proses tektonik (gerakan batuan kerak bumi) yang kompleks dan sudah berlangsung sangat lama. Sedimentasi yang sudah lama kemudian terpendam (ada tumbuh-2 an, binatang yang akan menjadi fosil kelak didalamnya) dan terjadi proses metamor dan kemudian berubah menjadi batuan. Batuan bergerak, terangkat kemudian terkena aliran air hujan, terjadi erosi dan kembali lagi menjadi sedimen dan lama-kelamaan mengeras menjadi batuan lagi, demikian siklus dapat terjadi yang dapat memakan waktu yang sangat lama. Fosil dalam batuan itu kemudian dijadikan salah satu bahan untuk studi umur batuan.

Untuk memperkirakan umur bumi/batuan maka salah satu metode yang dipakai adalah *radioactive method* yangmana zat radio-aktif telah ada dan menyatu/terkandung sejak kejadian batuan. Salah satu batuan yang dipakai sebagai objek studi adalah batuan meteor yang jatuh kebumi karena pada hakekatnya proses pembentukan tatasurya termasuk bumi terjadi pada waktu yang sama (Press & Siever, 1978). Studi yang lain adalah berkenaan dengan fosil di batuan sedimen atau melalui lapisan batuan (*stratigraphy*). Singkat kata studi tentang umur batuan kemudian dipakai untuk merekonstruksi skala geologi yang salah satu representasinya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 2.31).

Sudi tentang skala waktu geologi terus dilakukan yang kesemuannya untuk tujuan penyempurnaan. Gradstein dkk (2004) mengusulkan skala geologi baru utamanya penyempurnaan yang lebih detail pada era Precambrian, karena seperti tampak pada Gambar 2.31) pada periode itu tidak ada fosil. (Press & Siever, 1978). Seperti tampak pada gambar era Precambrian adalah era sebelum 570 juta tahun yang lalu. Gradstein dkk (2004) telah mengidentifikasi skala waktu geologi sampai dengan 3,6 milyard tahun yang lalu. Apabila umur bumi kira kira 4,5 milyard tahun maka era sebelum 3,6 milyard tahun yang lalu masih merupakan era yang gelap yang belum didefinisikan.

Bab III
Gempa Bumi : Jenis dan Mekanisme Kejadian

3.1 Pendahuluan

Gempa bumi merupakan fenomena alam biasa sama dengan fenomena alam yang lain seperti hujan, angin, gunung meletus dan sebagainya. Menyusul terjadinya gerakan-gerakan lempeng tektonik pada proses pembentukan bumi, maka sejak itulah proses terjadinya gempa bumi mulai terjadi. Kombinasi antara gerakan lempeng tektonik dan gempa bumi tersebut, memungkinkan kondisi geo-seismo-teknonik menjadi seperti sekarang ini. Tidak seperti manfaat letusan gunung berapi, sampai saat ini belum dijumpai tulisan yang membahas tentang manfaat langsung gempa bumi terhadap manusia.

Kejadian gempa bumi sangat berkaitan erat dengan gerakan lempeng tektonik sebagaimana dijelaskan di sebelumnya. Terdapat banyak teori tentang kejadian gempa tetapi secara keseluruhan merupakan sebab dari gerakan lempeng tektonik. Menurut sejarah, tanggapan manusia atas fenomena alam tersebut banyak ragamnya terutama pada era mitos dan era semi analitik. Pemahaman tentang gempa bumi terus berevolusi mulai era mitos sampai dengan era ilmu pengetahuan modern seperti sekarang ini.

3.2 Pengertian/Definisi gempa Bumi

Menurut beberapa sumber, banyak orang telah berusaha mendiskripsikan pengertian (*what*) gempa bumi. Antara deskripsi yang satu dengan yang lain saling melengkapi, sehingga menambah jelasnya definisi tentang gempa bumi. Definisi gempa bumi menurut beberapa sumber itu diantaranya adalah sebagai berikut ini.

1. *Earthquake is vibrations of the Earth caused by the sudden release of energy, usually as a result of displacement of rock along fault*
2. *An earthquake is a sudden motion or trembling in the earth caused by the sudden release of slowly accumulated strain*
3. *Earthquake is a ground shaking or radiated seismic energy caused by a sudden stress changes or a sudden slip on a fault or volcanic/magmatic activity*
4. *Earthquake is a sudden shock or shaking and vibration at the surface of the earth resulting from underground movement along a fault plane or volcanic activity*
5. *Earthquake is shaking of the Earth surface caused by rapid movement of rocky outer earth layer*
6. *Earthquake is vibration of the earth produced by the rapid release energy*
7. *Earthquake is a shaking of a ground caused by the sudden breaking and shifting of large sections of the earth's rocky outer shell.*

Berdasarkan atas beberapa definisi atau pengertian si atas secara umum dapat disimpulkan bahwa gempa bumi adalah ***bergetarnya permukaan tanah karena pelepasan***

energi secara tiba-tiba akibat dari pecah/slipnya massa batuan di lapisan kerak bumi. Pengertian tersebut sekaligus menjawab mengapa permukaan tanah menjadi bergetar, yaitu akibat energi gempa yang merambat dari pusat kempa kesegala arah. Sebagaimana diketahui bahwa suatu kekuatan akan terkandung dalam suatu energi, artinya energi gempa akan menghasilkan suatu kekuatan yang dalam hal ini adalah getaran tanah.

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada bab ini masih berada pada *general earthquake basis* dan *seismic sources* yang akan memberikan pengetahuan dasar tentang kegempaan khususnya sumber, jenis dan mekanisme kejadian gempa bumi

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis	√	1.Building Configuration	
2.Seismic Sources	√	2.Response Spectrum	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.ERD Philosophy	
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects		5.Earthquake Induced Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (*liquefaction*)	

Pertanyaan dapat saja berlanjut, mengapa (*why*) sejumlah energi gempa dilepaskan dari pusat gempa ?. Hal ini terjadi karena telah terjadi akumulasi energi di daerah atau ditempat tersebut, dan karena tegangan maksimum sudah terlampaui maka slip/pecahlah massa batuan, sehingga sebagian energi yang sudah terakumulasi tersebut dilepaskan. Mengapa terjadi akumulasi energi, karena ditempat tersebut terjadi gerakan massa batuan atau gerakan lempeng tektonik yang menyebabkan regangan/tegangan. Mengapa massa batuan atau lempeng tektonik bergerak, jawabnya adalah karena gaya gravitasi, karena peristiwa konveksi dan karena rotasi bumi senbagaimana dijelaskan pada bab sebelumnya. Rentetan pertanyaan tersebut sekaligus menjawab bagaimana (*how*) proses terjadinya suatu gempa. Pertanyaan berikutnya yaitu dimana (*where*) dan kapan (*when*) suatu gempa akan terjadi akan dijelaskan secara rinci di depan, mengingat diperlukan pengertian-pengertian yang sifatnya lebih lanjut.

3.3 Sejarah Pemahaman Pengertian Gempa Bumi

Menurut sejarah, tanggapan manusia atas fenomena alam tersebut banyak ragamnya terutama pada era mitos dan era semi analitik. Pemahaman tentang gempa bumi terus berevolusi mulai era mitos sampai dengan era ilmu pengetahuan modern seperti sekarang ini. Bangsa Yunani Kuno, Mexico kuno, Indian Amerika , Hindu India, Siberia, Mongolia, China, Peru, Jepang dan New Zealand (Bolt,1978 ; Berg,1980) adalah bangsa-bangsa yang mempunyai mitos tentang gempa bumi. Karakteristik mitos gempa bumi yang dibangun

sangat dipengaruhi oleh budaya masyarakat setempat saat itu yang umumnya sangat orisinil, unik, menggelitik dan sangat berkarakter. Walaupun semua itu sekarang ini tidak rasional tetapi bangsa-bangsa itu adalah bangsa yang berprestasi karena telah berusaha memahami dan mendiskripsikan fenomena alam walau sekarang hal itu terasa aneh.

Secara agak rinci, tahapan pemahaman pengertian gempa bumi digolongkan dalam beberapa tahapan. Tahapan tersebut dimulai dari tahapan/era mitos, kemudian era semi analitik dan era modern.

3.3.1 Pemahaman Gempa Bumi di Era Mitos Kuno (*Ancient Myths*)

3.3.1.a Mitos Gempa Yunani Kuno

Bangsa Yunani kuno (6 BC) mempercayai bahwa bumi itu mengapung di atas permukaan laut (Gambar 3.1.a), dan manakala terjadi pergolakan/gerakan air laut maka menimbulkan getaran di permukaan bumi yang selanjutnya dikenal sebagai gempa bumi. Mitos-mitos tentang gerakan bawah/dasar laut sering dipakai untuk menjelaskan fenomena gempa bumi.

a) Mitos Yunani Kuno b) Mitos Meksiko Kuno c) Mitos China/Mongolia

Gambar 3.1 Mitos-mitos Gempa (Anonim, 200_)

3.3.1.b Mitos Gempa di Mexican

El Diablo adalah dewa bangsa Indian, dan manakala sang dewa dan rombongannya mengadakan perjalanan di dalam tanah yang relatif jauh maka gerakan rombongan yang berdesak-desakan membuat tanah menjadi bergetar dan terjadilah gempa bumi. Hal itu diilustrasikan seperti pada Gambar 3.1.b). Apabila diperhatikan maka mitos tersebut sangat unik, orisinil dan sangat menggelitik.

3.3.1.c Mitos Gempa di Southern California (Gabrielino Indians)

Bangsa Indian mempercayai bahwa di zaman dahulu dunia ini sebagaian besar terdiri dari air. *Great Spirit* memutuskan untuk membuat daratan yang bagus yang ada sungai dan danaunya yang diletakkan/dibawa di atas punggung kura-kura. Suatu saat beberapa kura-kura saling bertengkar, 3-kura-kura berenang ketimur sementara 3 yang lain berenang ke barat. Bumi tanah menjadi tersentak dan terjadilah retak-retak besar pada tanah yang menimbulkan suara keras. Kura-kura tidak dapat berenang cukup jauh karena tanah yang berada dipunggungnya berat sekali. Menyadari tidak dapat berenang jauh maka mereka berhenti bertengkar, namun demikian suatu saat kura-kura yang membawa tanah California itu bertengkar lagi. Setiap mereka bertengkar maka tanah dipunggung mereka menjadi bergetar dan terjadilah gempa bumi.

3.3.1.d Mitos Gempa Hindu (India)

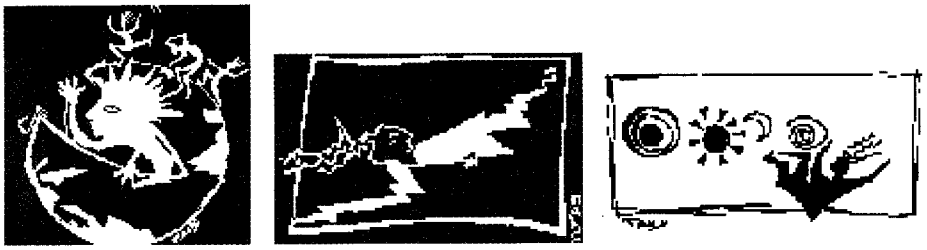
Bangsa India mempercayai bahwa tanah mereka (India) berada/dibawa di atas kepala gajah. Ketika gajah itu menggeleng-gelengkan/mengipas-kipaskan kepalanya maka tanah mereka menjadi bergetar dan terjadilah gempa bumi.

3.3.1.e Mitos Gempa di Kamchatka, Siberia

Bangsa Siberia mempunyai dewa namanya dewa Tuli. Saat sang dewa berkendara yang ditarik oleh sekelompok anjing dan manakala kendaraannya berhenti, kaki-kaki anjing in mencengkeram tanah dan menimbulkan getaran. Getaran itu mengakibatkan gempa bumi.

3.3.1.f Mitos Gempa di Mongolia (China)

Bangsa Mongolia mempercayai bahwa dunia ini dibawa dipunggung katak raksasa. Saat katak bergerak maka bumi di punggungnya bergetar maka terjadilah gempa bumi. Mitos tersebut secara visual disajikan pada Gambar 3.1.c).



a) Mitos Peru b) Mitos Modern c) Mitos Astrologi

Gambar 3.2 Motos-mitos Gempa (Anonim, 200_)

3.3.1.g Mitos Gempa di Peru

Bangsa Peru mempunyai suatu kepercayaan bahwa dewa mereka kadang-kadang datang. Sang dewa datang untuk menghitung jumlah manusia di bumi. Pada saat sang Dewa menghitung jumlah manusia maka langkah-langkah kaki dewa menyebabkan tanah menjadi bergetar dan terjadilah gempa bumi. Pada saat perhitungan itu manusia berhamburan keluar rumah sambil berkata :" Saya disini, saya disini ". Mitos tersebut secara visual disajikan pada Gambar 3.2.a).

3.31.g Mitos Gempa di Jepang

Bangsa Jepang mempunyai kepercayaan bahwa ada *catfish* (semacam ikan lele) raksasa berada di dalam lumpur bawah tanah. Si *catfish* senang bermain-main dan hanya dapat dicegah oleh dewa gempa Kashima. Apabila dewa gempa Kashima masih mampu mengendalikan bumi lewat kekauatan magisnya maka tidak akan terjadi gempa. Tetapi bila Kashima mengendorkan penjagaannya, si catfish berulah yang menyebabkan getaran tanah dan itu berarti terjadi gempa bumi.

3.3.2. Pemahaman gempa Bumi di era Mitos Modern (*Modern Myths*)

3.3.2.a Mitos Mati di dalam *Fault*

Orang-orang percaya bahwa ketika terjadi gempa bumi maka akan terjadilah retakan tanah yang cukup lebar (*fault*) secara memanjang, yangmana apabila orang-orang berada disekitar

retakan tersebut akan terjatuh ke dalam dan tertimbun oleh tanah. Ini adalah suatu mitos. Walaupun betul bahwa saat terjadi gempa bumi akan terjadi retakan tanah tetapi sampai sekarang tidak ada bukti yang nyata berapa banyak orang yang mati didalam retakan/rekahan tanah tersebut.

3.3.2.b Imunitas Terhadap Gempa (*Earthquake Immunity*)

Banyak orang percaya bahwa mereka akan dilindungi oleh bahaya gempa bumi yang besar. Hal ini karena rumah mereka tiap hari sudah digoncang oleh gempa-gempa kecil yang jumlahnya cukup banyak. Hal ini tidak benar, karena gempa sedang yang berskala Richter 5,0 hanya melepaskan energi 1/1000 dari energi yang dilepaskan oleh gempa dengan 7 skala Richter.

3.3.2.c Teori Astrologi

Ide ini beranggapan bahwa planet Mars, Jupiter dan Saturnus adalah planet-planet yang dapat mendatangkan/menyebabkan kerusakan di bumi. Alasannya adalah bahwa sering terjadi gelombang pasang sebagai akibat pengaruh planet di luar bumi. Gelombang pasang adalah akibat dari rotasinya bumi yang dipengruhi oleh gaya tarik gravitasi antar planet dengan Bulan maupun Matahari. Statistik terjadinya gempa tidak ada hubungan antara gelombang pasang air laut dengan kejadian gempa bumi.

3.3.3 Pemahaman Gempa Bumi di Era Semi Analitik

Bolt (1978) dan Berg (1982) mengatakan bahwa usaha untuk mendiskripsikan kejadian gempa yang sifatnya semianalitik atau non-mitos berasal dari Bangsa Yunani. Pada saat itu aktivitas gunung Aegean dan gempa-gempa yang terjadi di daerah Mediteranian sering diikuti oleh membersarnya gelombang laut (sekarang namanya Tsunami). Aristotle (384 – 322 B.C) adalah seorang filosof bangsa Yunani yang diakui telah berusaha mendiskripsikan kejadian gempa bumi secara analitik, yaitu bahwa akibat dari bergolaknya angin yang terperangkap di bawah lautan. Angin yang terperangkap berusaha keluar maka timbullah pergolakan daratan menjadi bergetar dan itulah gempa bumi. Ilmuwan bangsa Yunani yang lain yaitu seorang ahli geografi, Strabo (63 B.C) yang saat itu juga berhasil mengidentifikasi bahwa gempa-gempa lebih sering terjadi di daerah pantai daripada di daratan.

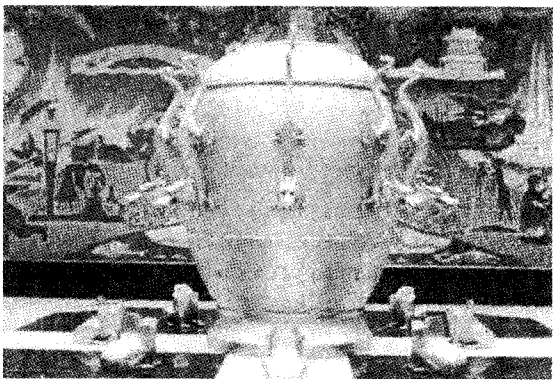
3.3.4 Gempa Bumi pada Era Ilmu Pengetahuan Modern

Banyak pemerhati/peneliti kegempaan mengakui bahwa usaha untuk mendiskripsikan apa itu gempa bumi telah dimulai dari filosof Yunani kuno Aristotle (Otani, 2004). Sejarah perkembang yang merupakan usaha para peneliti untuk memahamai kejadian gempa bumi kurang lebih adalah sebagai berikut (Press & Siever, 1975; Berg, 1972; Otani, 2004) :

1. Aristotle (384-322 BC)

   Problem utama adalah belum adanya deskripsi ilmiah tentang apa itu gempa bumi. Aristotle (384-322 BC) merupakan pemula/pioner dalam usaha mendiskripsikan gejala alam gempa bumi. Aristotle mengemukakan bahwa lepasnya angin yang terperangkap didalam tanah akan mengakibatkan getaran gempa bumi (Berg, 1972). Dalam hal ini tidak dijelaskan mengapa angin terperangkap dan mengapa angin berusaha lepas dari perangkap. Namun demikian diskripsi Aristotle diakui merupakan titik awal era analitik didalam memahami fenomena alam gempa bumi.

2. Chang Cheng (132 A.D)
   Seismograp pertama (Gambar 3.3) yang didisain untuk menentukan arah gerakan gempa bumi relatif terhadap episenter adalah Chang Heng sesuai dengan nama penemunya yaitu Chang Heng seorang ahli astronomi, matematik, geografik, sastrawan, negarawan (Wikipedia.org). Arah goncangan gempa dapat diketahui kearah mana bola tembaga telah jatuh.



Gambar 3.3. Seismograp Chang Heng (Google.co.id)

3. Konnsep Benua Tunggal (Gondwalaland),
   Setelah itu perkembangan pemahaman gempa bumi tidaklah menjurus secara langsung tetapi sedikit membelok melalui teori/gerakan lempeng tektonik. Kira-kira 2000 tahun setelah Aristotle, adanya gerakan lempeng tektonik dunia baru disadari oleh para ahli filsafat,astronomi dan geologi. Tepatnya pada tahun 1620 Francis Bacon (Press & Seiver, 1978) baru sadar bahwa ada kesamaan 2-pantai yang saling berhadapan yaitu antara pantai timur Amerika Selatan dan Pantai barat Afrika. Selanjutnya pada akhir abad ke-18 Ahli geologi Austria, Eduard Suess mengajukan konsep tentang *single continent* "**Gondwanaland**". Awal abad ke-20 ahli meteorologi Jerman, Alfred Wegener menguatkan thesis Francis Bacon tentang *continent drift* melaui suatu bukti adanya kesamaan batuan, struktur geologi dan fosil2 di 2-sisi pantai samudera Atlantik. Selanjutnya Wegener mengembangkan konsep *continent drift* melalui pustulatnya yaitu adanya *supercontinent* yang disebut **Pangea** (artinya *all land*), dan **Panthalassa** (artinya *all sea*). Kira-kira 200 juta tahun yang lalu mulai *supercontinent* tersebut mulai pecah-pecah menjadi benua-benua yang lebih kecil, bagian selatan disebut **Gondwanaland** dan bagian utara disebut **Luarasia**.

Di benua Asia, perburuan terhadap makna gempa bumi juga dilakukan khususnya di Jepang dan China. Pada akhir abad ke-19 yaitu pada dekade 1890-an Bunjiro Kato (Berg, 1982) mengatakan tentang retak/pecahnya lapis batuan kerak bumi. Walaupun hal itu masih bersifat fakta (bukan penyebab) tetapi hal itu sudah merupakan kemajuan. Setelah kejadian gempa Alaska pada tahun 1906, maka pada tahun 1910 ahli seismologi Amerika H.F Reid (Smith, 1988) mengajukan *Elastic Rebound Theory* yaitu teori yang berhubungan dengan *accumulated strain energy, released energy* dan *elastic rebound* pada sebelum, saat dan setelah kejadian gempa.

Sampai dengan hal tersebut di atas pemahaman tentang kejadian gempa bumi belum sepenuhnya difahami. Pada tahun 1928, Arthur Holmes (seorang ahli geologi Inggris) mengajukan teori tentang mekanisme *thermal convection* yang terjadi di dalam *mantle* bumi sebagai akibat dari kandungan panas di dalam bumi. Selanjutnya, *thermal convection* akan menghasilkan *driving force* terhadap gerakan plat-lempeng tektonik. *Thermal convection* tersebut selain menghasilkan *driving force* juga akan membentuk arus kekuatan *ascending* di suatu tempat dan arus *descending* pada ujung-lain lempeng tektonik . Konsep tersebut akhirnya menuju pada *sea floor spreading* yang sampai saat ini masih dianut. Kajian tentang gerakan lempeng tektonik terus dilakukan dan akhirnya pada tahun 1960'an baru ada kesepahaman oleh para ahli tentang gerakan menggelincir lempeng tektonik *lithosphere* di atas media *semi-solid* lapis *asthenosphere*. Gerakan plat-lempeng tektonik itu ada yang saling menumbuk (*collision*) , saling menyusup (*subduction*), saling menggeser (*slip fault*) dan saling menjauh. *Elastic kinetic energy* akan terakumulasi didaerah/sekitar *boundary* karena dua lempeng tektonik dengan massa yang sangat besar, bergerak saling menuju/beradu/bergeser dengan kecepatan gerak tertentu. Gempa bumi terjadi akibat adanya *release* sebagian *accumulated energy* yang terjadi pada daerah-daerah tersebut karena kekuatan/tegangan batuan sudah terlampaui.

Pertanyaan berikutnya adalah untuk maksud apa plat-lempeng tektonik benua tersebut bergerak. Jawabnya adalah " **Ar-rahman-Ar-rahim**", Allah Maha Pemurah lagi Maha Penyayang. Allah SWT telah berkehendak agar manusia mengalami perubahan alam secara bertahap mulai dari rentang hari (siang dan malam), rentang bulan (musim panas, gugur, dingin, semi), rentang tahun (puasa atau haji mengikuti perubahan musim), dan rentang ratusan/ribuan abad (gerakan lempeng tektonik).

Apabila dihitung mulai dari masa Aristotle, maka untuk memahami secara ilmiah fenomena alam gempa bumi diperlukan waktu lebih dari 2300 tahun, suatu rentang waktu yang cukup panjang. Sebenarnya, jauh sebelum para ahli filsafat, astronomi dan geologi menyepakati sebab-sebab terjadinya gempa bumi seperti dijelaskan di atas, Allah SWT telah memberikan *clue* yang cukup jelas khususnya kepada orang islam tentang kejadian gempa bumi, namun pemikir-pemikir islam belum mampu menangkapnya. *Clue* yang dimaksud adalah seperti yang tersurat dan tersirat di dalam Al Qur'an surat An Naml ayat 88 (27:88) yaitu,

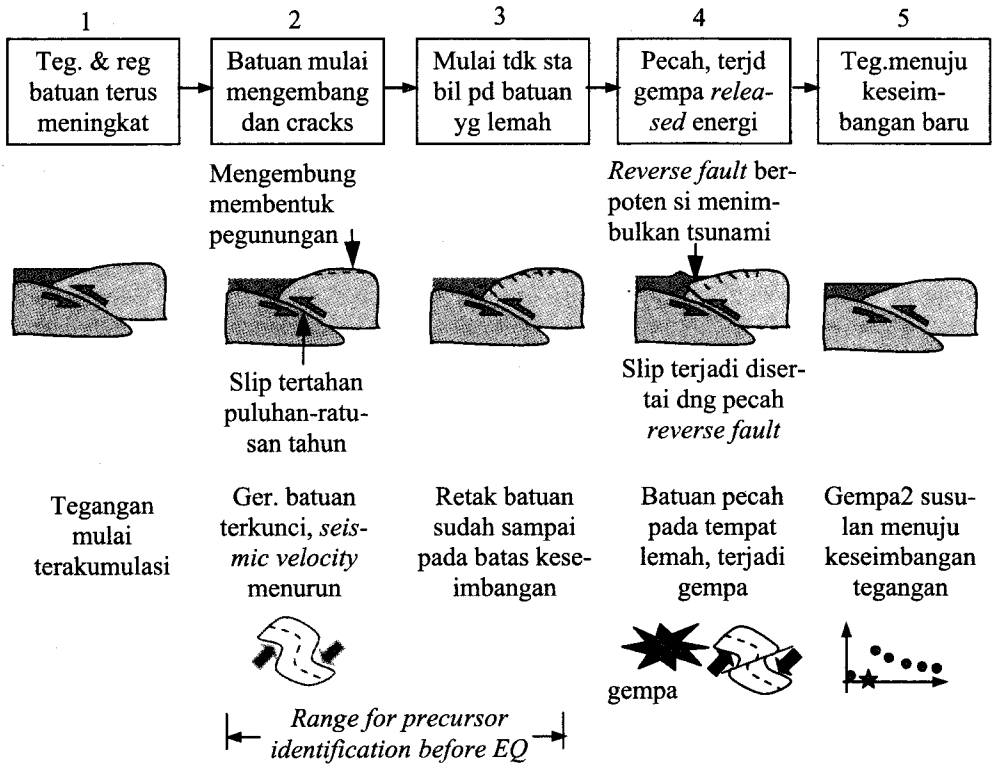
> " ***Dan kamu lihat gunung-gunung itu, kamu sangka dia tetap ditempatnya, padahal ia berjalan sebagai jalannya awan. (Begitulah) perbuatan Allah yang membuat dengan kokoh tiap-tiap sesuatu; sesungguhnya Allah Maha mengetahui apa yang kamu kerjakan*".**

Tanpa melalui suatu pemikiran yang kritis secara terus menerus, *clue* tersebut tetap akan menjadi *clue* sampai hasil pemikiran Barat dipublikasikan secara luas. Gunung-gunung yang berjalan bagaikan awan seperti yang tertulis dalam An Naml tersebut adalah manifestasi dari adanya gerakan lempeng-lempeng tektonik benua, karena gunung-gunung itu terletak di atas lempeng-lempeng tektonik itu.

3.3.5 Tahapan-tahapan Kejadian Gempa Bumi

Sebelum terjadi gempa bumi sebenarnya ada beberapa tahapan yang telah terjadi. Pada kondisi normal tidak ada apa-apa batuan hanya mengalami tegangan akibat pengaruh beban gravitasi. Namun demikian karena adanya "*driving force*" maka elemen batuan akan mengalami tegangan baru. Tegangan baru dapat berupa tegangan geser, tegangan desak

maupun tegangan tarik. Tegangan geser akan terjadi pada daerah subdaksi (penunjaman lempeng tektonik dibawah lempeng tektonik yang lain karena arah gerakan yang saling berlawanan) maupun pada daerah *strike-slip* (dua gerakan daratan patah yang saling berlawanan).



Gambar 3.4. Skema urutan terjadinya gempa bumi

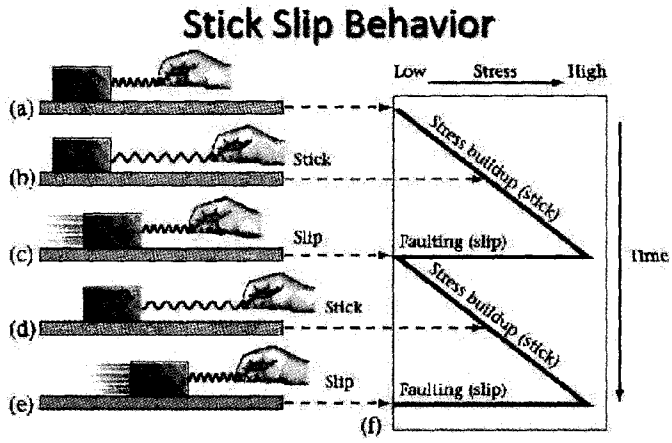
Para ahli sering menjelaskan tahapan-tahapan kejadian gempa seperti yang disajikan pada Gambar 3.4). Terhadap gambar tersebut dapatlah dideskripsikan sebagai berikut :

1. Step 1
   Pada step ini dua lempeng yang saling bertumbukan di daerah subdaksi mulai menim-bulkan tegangan geser, karena dua lempeng tidak dapat bergerak bebas melainkan saling mengunci dan tegangan geser terkamulasi terus (*stress buid-up*),
2. Step 2
   Pada step ini lempeng atas (disebut juga *overriding plate*) mulai tertekuk/bukling karena gerakan desaknya tertahan/terkunci. Kondisi seperti ini terus berlangsung sampai puluhan tahun dan bahkan ratusan tahun. Akibatnya terjadilah bukit-bukit di lempeng atas, sementara tegangan geser bertambah terus. Pada tahapan ini retakan-retakan kecil sudah mulai terjadi, kecepatan gelombang *seismic* mulai menurun. Periode ini dapat bulanan, tahunan bahkan puluhan tahunan.
3. Step 3
   Retak-retakan batuan sudah sampai pada batas keseimbangan, pada kondisi tersebut batuan sudah mencapai instabilitas. Retaka-retakan sudah terisi oleh air dari sekitar

sehingga kecepatan gelombang seismik meningkat lagi. Karena ada pelumasan oleh kandungan air maka pergeseran batuan akan mudah terjadi.

4. Step 4
   Pada tempat yang paling lemah, batuan benar-benar pecah, slip atau kontak batuan yang terkunci menjadi terlepas maka terjadilah peristiwa gempa bumi. Pada saat batuan pecah/slip maka sejumlah energi akan dilepaskan. Pada kejadian dip-slip maka dapat menimbulkan tsunami.
5. Step 5
   Setelah selesai gempa bumi maka terjadi keseimbangan baru.

Selain penjelasan diatas, maka peristiwa terakumulasinya tegangan (*stress buid up*) dan lepasnya sejumlah energi setelah gempa terjadi (*released energy*) juga dapat diilustrasikan seperti tampak pada Gambar 3.5).



Gambar 3.5 Hubungan antara peristiwa *slip and stess build-up* (Google, 2009)

Pada Gambar 3.5) tersebut tampak bahwa gerakan batuan dimodel sebagai gerakan benda yang ditarik melalui suatu pegas. Karena ada gesekan maka benda yang ditarik tidak serta merta bergerak, dan pada massa tersebut terjadi akumulasi tegangan (*stress build up*). Apabila kuat geser terlampaui maka benda akan tergeser dan terjadilah pelepasan energi (*energy released*) sampai terbentuk keseimbangan baru. Karena gaya tarik bekerja terus maka terjadilah *stress buid-up* kembali dan terjadilah siklus berikutnya.

3.4 Jenis Gempa Ditinjau dari Penyebabnya

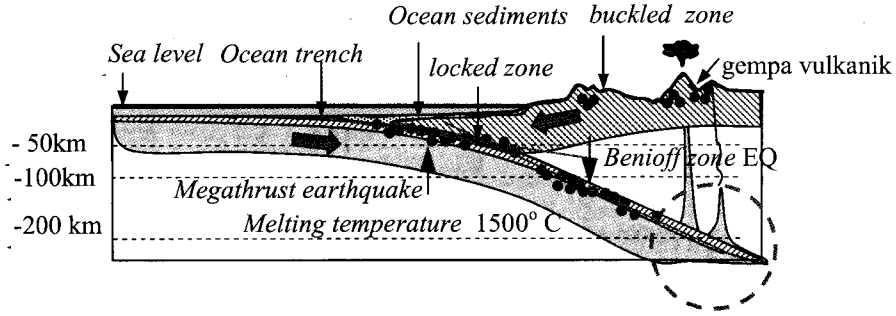
Sebagaimana dijelaskan sebelumnya, diperlukan lebih dari 2300 tahun untuk memahami mekanisme atau penyebab terjadinya gempa. Sekarang ini para ilmuwan dapat menjelaskan mekanisme terjadinya gempa, yang tidak lain adalah akibat aktivitas fisik peristiwa geologi (geologi artinya ilmu hal-ikhwal tentang fisik bumi). Aktivitas geologi yang dimaksud khususnya adalah aktivitas didalam bumi dan teori lempeng tektonik. Bolt (1978, 1996) mengatakan bahwa ada beberapa jenis gempa bumi yang dikategorikan berdasarkan sebab-sebab kejadiannya. Gempa-gempa tersebut mulai dari gempa yang relatif kecil sampai pada gempa yang besar. Jenis-jenis itu adalah sebagai berikut ini.

3.4.1 Gempa Runtuhan (*Collapse Earthquake*)

Pada umumnya gempa bumi dipahami apabila terjadi getaran tanah secara tiba-tiba baik yang dapat dirasakan oleh manusia maupun yang tidak. Runtuhan lapisan tanah baik runtuhan di dalam gua-gua dan tambang-tambang (*mine burst*) dalam batas-batas tertentu dapat mengakibatkan getaran pada tanah. Kenapa gua-gua atau tambang menjadi runtuh, semata-mata karena tegangan yang berlebihan akibat gaya gravitasi ataupun perubahan properti tanah/batuan. Gempa runtuhan juga terjadi pada kejadian tanah longsor, misalnya tanah longsor raksasa (1,6. 10^9 m^3 tanah longsor) di Peru tahun 1974 (Bolt, 1978) telah mengakibatkan getaran tanah ekivalen gempa kecil sampai menengah. Ledakan pada pekerjaan bawah tanah yang mengakibatkan runtuhnya lapisan batu/tanah juga dapat mengakibatkan getaran dalam tanah. Getaran tanah yang terjadi mirip seperti gempa bumi walaupun intensitasnya relatif kecil.

3.4.2 Gempa Vulkanik (*Volcanic Earthquake*)

Gempa vulkanik terjadi karena adanya aktifitas vulkanik yaitu proses keluar paksanya magma panas ke atas permukaan tanah (Gambar 3.6). Keluar paksa yang dimaksud adalah keluarnya magma yang tidak lancar (mengalir misalnya), sehingga dapat menimbulkan ledakan. Oleh karena itu gempa vulkanik berhubungan dengan kegiatan ledakan gunung berapi, mulai dari ledakan cukup kecil maupun besar. Keluarnya magma panas secara paksa tersebut juga sejalan dengan terjadinya *driving force* akibat panas yang ada di dalam bumi. Getaran tanah yang ditimbulkan oleh proses keluarnya magma panas secara paksa (meledak) menyerupai gempa bumi walaupun intensitasnya lebih kecil dari gempa tektonik.



Gambar 3.6 Episenter Gempa Vulkanik (Press dan Siever, 1975)

3.4.3 Gempa Ledakan (*Explosion Earthquake*)

Gempa ledakan terjadi karena adanya ledakan yang sangat besar di dalam tanah misalnya akibat percobaan ledakan nuklir di bawah tanah. Ledakan nuklir di bawah tanah dapat akan menghasilkan energi nuklir, panas dan tekanan yang sangat tinggi. Akibatnya, tanah/batuan dipusat ledakan bahkan dapat menguap/menjadi uap karena begitu tingginya panas dan tekanan. Energi, panas dan tekanan yang sangat besar kemudian merambat dari pusat ledakan ke segala arah termasuk ke permukaan tanah. Rusaknya massa batuan akibat ledakan dapat merambat sebagaimana rusak/pecahnya massa atanah akibat gempa (*fault*). Rusaknya massa tanah/batuan dapat saja sampai dipermukaan tanah sehingga batuan/massa tanah dapat terlempar ke atmosfer. Begitu besarnya energi getaran yang ditimbulkan sehingga getaran tersebut dapat merambat di permukaan kesegala arah dan dapat dirasakan getarannya seperti gempa bumi. Bolt (1978) mengatakan bahwa ledakan nuklir di bawah

tanah dapat mengakibatkan getaran tanah yang setara dengan gempa bumi dengan ukuran M = 7 pada skala Richter.Apabila ledakan dilakukan di udara maka terjadi pelepasan energi yang sangat besar dalam sekejap yang disertai dengan tekanan dan suhu udara yang sangat besar. Tekanan udara yang sangat besar dan tiba-tiba tersebut dapat merusakkan bangunan.

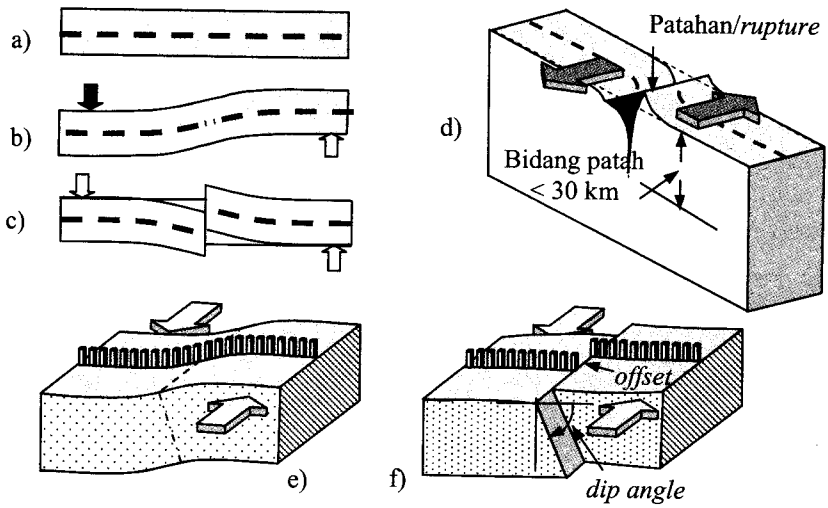
3.4.4 Gempa Tektonik (*Tectonic Earthquake*)

Gempa tektonik adalah gempa yang umumnya paling besar dibanding dengan jenis gempa-gempa yang lain. Gempa bumi jenis ini erat sekali hubungannya dengan aktivitas lempeng tektonik baik skala regional maupun global. Gerakan lempeng tektonik/massa batuan dapat saling beradu (*convergent*), saling menggeser (*shear*), saling tarik (*tension*) dan kombinasi diantaranya. Dua lempeng tektonik yang saling beradu atau menggeser akan mengakibatkan tegangan, deformasi dan berarti akan terjadi akumulasi energi regangan (*strain energy*). Apabila tegangan batuan yang terjadi sudah sedemikian besar dan tidak lagi dapat ditahan oleh batuan maka kerusakan batuan akan terjadi. Kerusakan lapis kerak bumi yang terjadi secara tiba-tiba menimbulkan getaran yang disebarkan ke semua arah yang selanjutnya merambat sampai permukaan tanah. Getaran tanah tersebut dikenal sebagai gempa bumi tektonik.

3.5 Mekanisme Kejadian Gempa

3.5.1 *Elastic Rebound Theory*

Zumberge dan Nelson (1976) mengatakan bahwa gempa bumi terjadi akibat dari slip antara dua massa/plat yang kemudian mengakibatkan rekahan/patahan. Gilluly dkk., (1975) mengatakan bahwa gempa terjadi karena gerakan tiba-tiba pada massa kerak bumi yang mengalami rekahan/patahan. Press dan Siever (1978) mengatakan hal yang senada yaitu bahwa gempa bumi terjadi akibat adanya rekahan/patahan pada kerak bumi yang terjadi secara tiba-tiba.



Gambar 3.7 *Elastic Rebound Theory* (gempa *intraplate*).

Beberapa pernyataan yang lain mengungkapkan hal senada, namun yang menjadi pertanyaan selanjutnya adalah mengapa patahan itu terjadi secara tiba-tiba. Hal tersebut

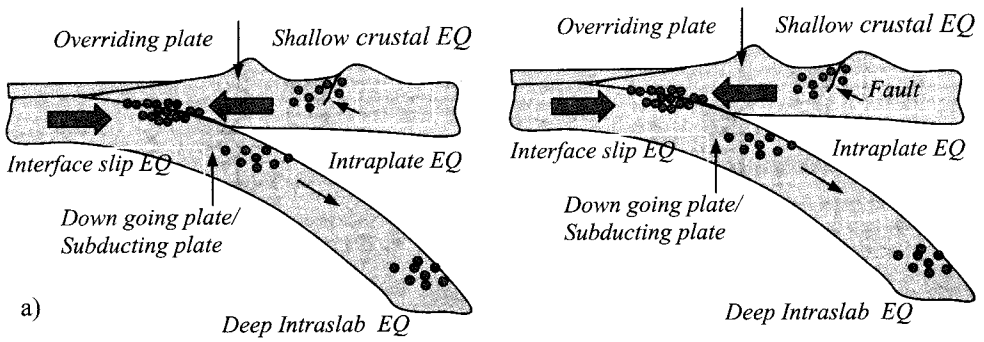
salah satunya dapat dijelaskan salah satunya dengan *elastic rebound theory* seperti pada Gambar 3.7). Gambar 3.7.a) adalah massa tanah/batuan sebelum ada tegangan. Akibat adanya pengaruh gaya gravitasi atau gerakan lempeng tektonik, maka mulai timbul tegangan/regangan pada massa batuan/tanah mulai seperti yang tampak pada Gambar 3.7.b) dan Gambar 3.7.e).

Tegangan yang terjadi dapat berupa tegangan geser horisontal maupun tegangan geser vertikal. Tegangan dan regangan batuan terus bertambah sesuai dengan berjalannya waktu, dan itu berarti bahwa energi regangan (*strain energy*) juga terus bertambah/terakumulasi. Apabila kekuatan atau tegangan batuan maksimum telah dilampaui, maka terjadilah rusak-geser/ pecah secara tiba-tiba pada batuan tersebut. Rusak-geser/pecahnya batuan secara tiba-tiba tersebut mengakibatkan sebagian energi yang terakumulasi dilepaskan (*released energy*). Energi yang dilepaskan merambat kesegala arah dan menggetarkan permukaan tanah, yang kemudian dikenal sebagai gempa bumi.

Setelah pecah, massa tanah/batuan akan berusaha kembali (*rebound*) dan bahkan melampaui bentuk semula, tetapi belum tentu dapat kembali keposisi semula sebagaimana tampak pada Gambar 3.7.c). Model seperti di atas disampaikan oleh ahli geologi bangsa Inggris Reid pada tahun 1910. Pada gambar tersebut massa tanah/batuan yang telah mengalami deformasi plastik yang sifatnya permanen. Pada gempa California (1906) deformasi plastik yang sifatnya permanen tersebut sempat memotong/menggeser pagar sejauh kurang lebih 3 meter. Gambar 3.7.d) dan Gambar 3.7.f) adalah isometri atas peristiwa *elastic rebound theory* tersebut, yang mana para ahli mengatakan bahwa kedalaman pecahnya batuan (untuk gempa *intraplate*) umumnya kurang dari 20 km. *Offset* atau bergesernya posisi pagar pada Gambar 3.7.f) dapat mulai dari beberapa sentimeter sampai beberapa meter. Keterangan tentang gempa *intraplate* akan dijelaskan di depan.

3.5.2 Gempa Subdaksi

Jenis-jenis gempa seperti disebut di atas, tidak semuanya mempunyai pengaruh yang sama. Gempa tektonik adalah gempa yang umumnya paling besar pengaruhnya dibanding dengan jenis-jenis gempa yang lain. Oleh karena itu bahasan selanjutnya akan difokuskan pada gempa tektonik. Gempa tektonik dapat dikategorikan menurut posisi global, regional, mekanisme kejadian dan jenis tegangan. Kategorisasi tersebut adalah seperti yang tampak pada Tabel 3.1).

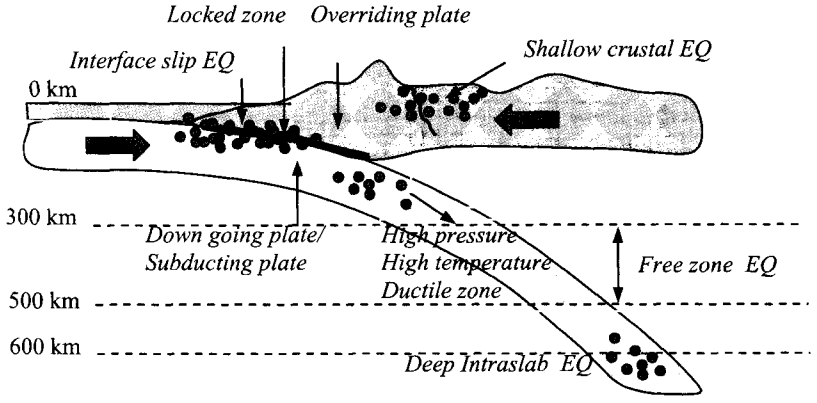


Gambar 3.8 Beberapa pendapat tentang gempa *Intraplate*

Terdapat sedikit perbedaan pengertian tentang istilah gempa *intraplate*. Menurut istilah, definisi gempa *intraplate* adalah gempa-gempa yang terjadi di dalam *crustal-plate*. Sesuatu yang menjadi sumber perbedaan pengertian adalah bahwa *crustal-plate* tersebut dapat diartikan di *overriding plate*. Bolt (1995), Sarma dan Fee (1995), Gibson dkk (1995), McKue dkk (1995), Marison dan Melchers (1995) adalah diantara peneliti yang memaknai bahwa gempa *intraplate* adalah gempa yang terjadi di *overriding crustal plate*. Untuk memudahkan pembahasan para peneliti ini disebut Kelompok-I. Pengertian ini seperti yang tampak pada Gambar 3.8.a).

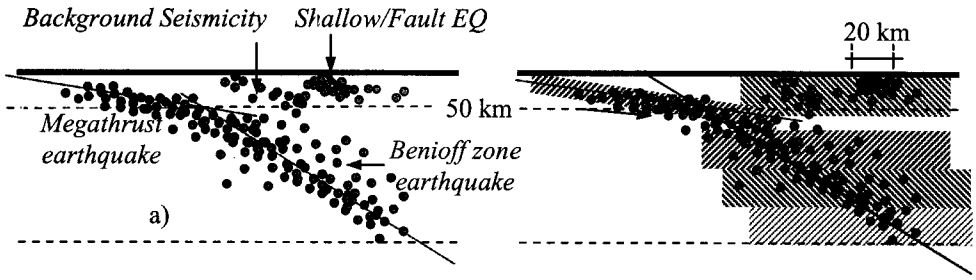
Difihak yang lain , peneliti Kelompok-II diantaranya yaitu Wang (1998), Madin dan Wang (1999), Thrainson (2000), Walsh dkk (2001) dan beberapa institusi ilmiah di USA memaknai gempa *intraplate* adalah gempa yang terjadi di *downgoing/subducting plate* (gempa di Wadati-Benioff *zone*) sebagaimana yang tampak pada Gambar 3.8.b). Oleh Kelompok-II, gempa *intraplate* yang disebut Kelompok-I dinamai sebagai gempa *shallow crustal earthquake*. Memang kedua-duanya benar sesuai dengan definisi, karena gempa-gempa tersebut terjadi di *crustal earthquake*, hanya saja yang satu terjadi di *overriding plate*, sedangkan yang lain terjadi di *downgoing plate*

Agar tidak membingungkan pada pembahasan selanjutnya, maka perlu diambil suatu istilah yang disepakati. Istilah atau pengertian yang dimaksud adalah seperti yang tampak pada Gambar 3.9).



Gambar 3.9 Nama gempa-gempa di daerah subdaksi, *crustal* dan *downgoing slab*

Sesuai dengan Gambar 3.9), gempa-gempa yang terjadi di *overriding plate* untuk seterusnya disebut *shallow crustal earthquake*. *Shallow crustal earthquake* tersebut juga berlaku sampai di daerah *stable plate continent* yang bukan daerah *fault*. Gempa-gempa yang terjadi di *downgoing slab* dapat dibagi menjadi dua kelompok yaitu *shallow intraslab earthquake* (dengan kedalaman antara 100 – 300 km) dan *deep intraslab eartquake* dengan kedalaman 500 – 700 km). Para peneliti berpendapat bahwa pada kedalaman 300 – 500 km, *downgoing slab* mengalamai *high pressure* dan *high temperature*, sehingga *slab* pada *zone* tersebut menjadi relatif daktail. Akibatnya pada zona tersebut jarang terjadi gempa atau termasuk *free zone earthquake*. Gempa *interface slip* adalah gempa-2 yang terjadi pada daerah Megathrust, sedangkan gempa *intraslab* adalah gempa2 yang berada di daerah *benioff*., yang pemodelannya disajikan pada Gambar 3.10.a) dab Gambar 3.10.b).



Gambar 3.10. Pemodelan mekanisme sumber gempa

Tabel 3.1 Kategorisasi Mekanisme Gempa-gempa Tektonik

EQ Types	*Global Location*	*Region/zone*	*Source Mechanism*	*Stress*
Collapse EQ				
Volcanic EQ				
Explosion EQ				
Tectonic EQ Compression	*Interplate*	*Transf. Slip zone*	*Slip Fault*	*Shear*
		Mid Ocean zone	*Normal Fault*	*Tension*
		Subduction zone	*Interface Slip*	*Shear*
			Normal Fault	*Tension*
			Reverse Fault	
	Intraplate	*Crustal zone (shallow crustal EQ)*	*Slip Fault*	*Shear*
			Oblique Fault	*Combination*
		Intraslab zone	*Bending/Comp. (shallow intraslab)*	*Tension/Comp*
			Compression (deep intraslab)	*Compression*
**EQ = earthquake*				

Dengan adanya perjanjian nama-nama gempa yang terjadi baik didaerah subdaksi maupun di daerah *stable plate continent* , maka mekanisme kejadian gempa dapat disusun. Mekanisme kejadian gempa yang dimaksud adalah seperti yang tercantum pada Tabel 3.1). Pada Tabel 3.1) tersebut tampak bahwa gempa-gempa yang patahan/*fault* dapat dilihat (tampak di permukaan tanah) umumnya adalah:

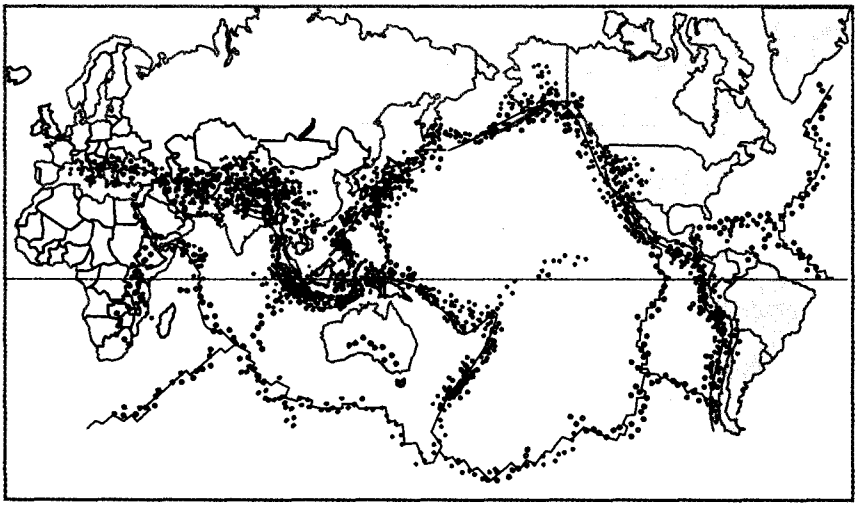
1. gempa-gempa di daerah *transform slip fault*,
2. gempa-gempa *shallow crustal,*
3. gempa-gempa *mid ocean* (di dasar laut, patahan tak dapat dilihat)

Sedangkan gempa-gempa di *subduction zone* yaitu *interface slip earthquake* dan *intraslab zone* yaitu *shallow intraslab* dan *deep intraslab eartquake* bidang slip atau patahan yang terjadi berada didalam tanah sehingga tidaka dapat dilihat. Ada beberapa kejadian, yang mana patahan gempa *shallow crustal earthquake* tidak sempat menembus sampai permukaan tanah, misalnya gempa Northridge (USA) tahun 1995.

3.6 Macam Gempa Subdaksi

3.6.1 Gempa Subdaksi *Interplate*

Akan dijelaskan kemudian bahwa lokasi episenter gempa bumi mempunyai hubungan yang sangat erat dengan perbatasan lempeng-lempeng tektonik (*plate boundaries*) terutama antara dua lempeng tektonik yang saling bertumbukan. Bentuk tumbukan antara dua lempeng tektonik ini dapat berupa tumbukan langsung (*collision*) maupun dalam bentuk plat yang satu menyusup di bawah plat yang lain (*subduction*). Catatan dari para ahli menyimpulkan bahwa 80 % gempa bumi di dunia terletak di daearah subdaksi.



Gambar 3.11 Gempa-gempa *interplate* dunia

Distribusi episenter gempa tektonik ini kemudian mengelompok secara memanjang menelusuri zona patahan (*fault zone*) ataupun *plate boundaries* seperti sabuk gempa Sirkum Pasifik dan sabuk gempa Eurasian seperti yang tampak pada Gambar 3.11). Gempa-gempa yang terjadi disekitar *fault* dan *plate boundaries* umumnya dinamakan gempa *interplate*. Oleh karena itu letak-letak *fault* dan *plate boundaries* sudah banyak diketahui, maka prediksi letak gempa di daerah tersebut relatif mudah daripada gempa *intraplate*. Alasan yang lain adalah frekuensi kejadian (*occurence*) gempa *interplate* lebih sering daripada gempa *intraplate*. Dibanding dengan gempa *intraplate*, patahan gempa *interplate* umumnya lebih panjang, episenter umumnya lebih dalam dan magnitudo gempa (*magnitude*, M) umumnya lebih besar.

Sejarah kejadian gempa *interplate* sudah cukup lama dan terus dipelajari oleh para ahli seismologi karena gempa ini sangat sering terjadi dan ukurannya cukup besar sehingga sering menimbulkan kerusakan pada bangunan. Akibatnya adalah bahwa pengetahuan dan data gempa *interplate* juga lebih baik/lengkap dibanding dengan gempa *interplate*. Bolt (1975, 1996) menyatakan bahwa gempa *interplate* mempunyai kontribusi lebih dari 90 % pelepasan energi gempa bumi dangkal di dunia.

Titik-titik yang tampak pada Gambar 3.11) adalah menunjukkan fokus gempa yang terjadi diseluruh dunia. Tampak pada gambar tersebut bahwa sebagian besar aktivitas gempa terjadi di sirkum Pasifik, yaitu mulai dari Chili, Peru, Amerika Tengah pantai barat USA, kepulauan Kamatcha, Jepang, Taiwan, Philippines, Indonesia Timur (Papua), Papua New Guinea, Fiji, Tonga dan terus ke New Zealand. Sementara itu akitivitas gempa yang

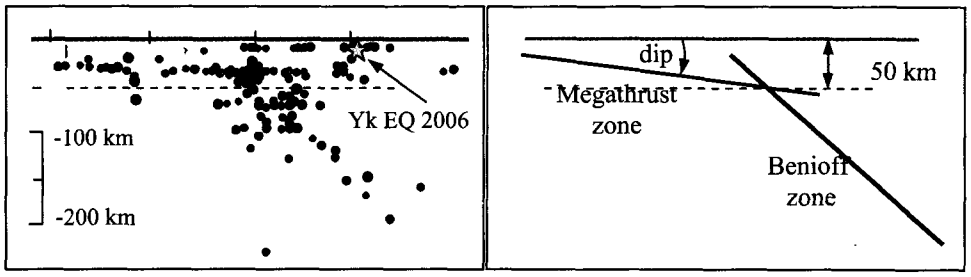
lain mulai dari Maluku, pantai selatan Nusa Tenggara, Jawa, pantai barat Sumatera, Birma, pegunungan Himalaya, Afganistan, Iran, Turki, Yinani terus kebarat sampai di Italia. Gempa di daerah-daerah tersebut sebagian besar adalah gempa *interplate* tipe subdaksi kecuali pantai barat USA. Dengan demikian tampak jelas bahwa sebagian besar aktivitas gempa memang terletak di *plate boundaries* tipe subdaksi. Pantai barat USA adalah *plate boundary* tipe slip horisontal (*transform slip fault).*

Pada tempat-tempat yang lain misalnya di tengah samudera Pasifik, Atlantik dan samudera India adalah jenis gempa *interplate* tipe *mid ocean spreading* (lihat Tabel 3.1). Gempa jenis ini merupakan gempa-gempa di dasar laut yang pengaruhnya relatif kecil. Gempa-gempa yang lain adalah gempa-gempa yang berada ditengah *stable plate continent* yang kemudian disebut dengan gempa *intraplate.*

3.6.2 Gempa Subdaksi *Interface slip* dan *Intraslab*

Di beberapa sumber, terdapat sedikit perbedaan pengertian gempa-gempa subdaksi. Ada yang mengatakan bahwa gempa *shallow intraslab* dan *deep intraslab* earthquake seperti yang tampak pada Tabel 3.1 dikategorikan sebagai gempa subdaksi. Namun demikian dalam hal ini diambil pengertian yang berbeda, dua jenis gempa yang disebut terakhir dikategorikan sebagai gempa *intraplate* di daerah *intraslab.* Gempa subdaksi dalam hal ini hanya dimaknai sebagai gempa *interface slip earthquake.*

Gerakan lempeng tektonik yang *convergent,* akan membentuk terjadinya subdaksi, yaitu lempeng tektonik yang satu akan menyusup dibawah lempeng tektonik yang lain. Lempeng tektonik yang menyusup dibawah umumnya disebut *down-going* atau *subducting plate* sedangkan plat yang diatas disebut *overriding plate.* Hal tersebut sudah disinggung di Butir 3.5.2) di atas dan di Gambar 3.8) dan Gambar 3.9). *Interface slip earthquake* terjadi karena terjadi slip antara *down-going* dan *overriding palate.* Gempa-gempa subdaksi selatan Yogyakarta adalah seperti tampak pada Gambar 3.12). *Dip angle* mempengaruhi besar kecilnya magnitudo gempa dan sangat bepengaruh terhadap *seismic hazard* (Asrurifak, 2010). Sudut yang relatif kecil, subdaksi yang panjang dan ditambah dengan *rate* gerakan lempeng tektonik yang relatif aktif akan berpotensi mengakibatkan gempa yang besar. Gempa-gempa besar dunia misalnya gempa Chile, 1960 (M_W = 9,5), gempa Alaska 1964 (M_W = 9,2) adalah beberapa contoh gempa subdaksi (*interface slip earthquake*) yang pernah terjadi. Secara umum jenis gempa ini berkemungkinan mempunyai ukuran yang besar M = 7 – 9,5.



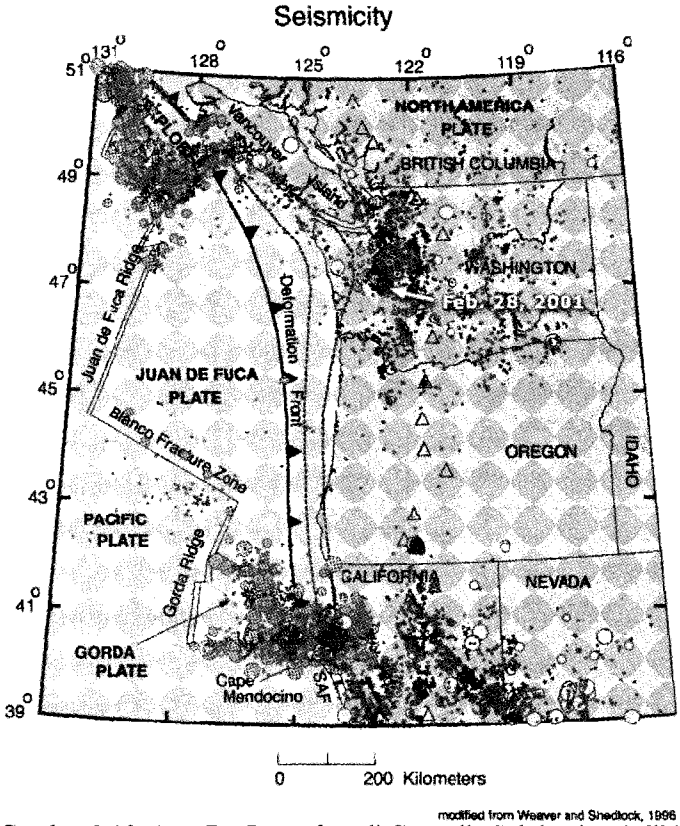
a). gempa-gempa subdaksi selatan Yogyakarta b) pemodelan sumber gempa

Gambar 3.12. Pemodelan gempa Megathrust dan Benioff

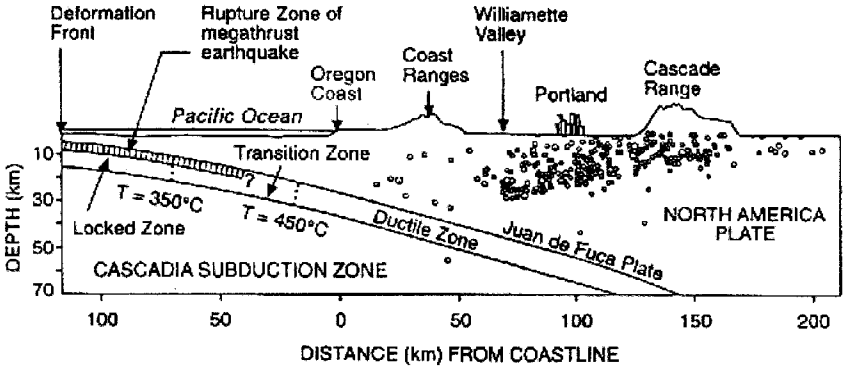
Pada gempa-gempa yang relatif besar seperti itu, magnitudo gempa umumnya dinyatakan dalam *moment magnitude* (M_W). Magnitudo gempa jenis ini akan sangat dipengaruhi oleh luasan bidang slip (*slip area*), semakin luas bidang slip semakin besar magnitudo gempa. Macam-macam magnitudo gempa dan cara menghitungnya dapat dilihat di Bab V. Tabel 3.2) adalah contoh ukuran bidang slip dari beberapa gempa (walaupun keakuratan data masih perlu di *check*). Seperti tampak pada Gambar 3.12) bahwa bidang kontak antara *downgoing* dan *overriding plate* (di *slip zone*) terletak pada kedalaman yang masih relatif dangkal. Oleh karena itu para ahli sepakat bahwa tipikal gempa *interface slip* alkan terjadi pada kedalaman yang relatif dangkal (kurang dari 30 km). Mengingat gempa *interface slip* ini relatif besar dan dangkal, maka kerusakan yang ditimbulkannya dapat sangat besar.

Tabel 3.2 Ukuran Slip area beberapa gempa

Earthquake	Date	Slip Area/size		Slip (m)	Mo(10^{27}) dyne-cm	M_W
		Length (km)	Width (km)			
Southern Chilie	May 22, 1960	1000	210	19,00	2000	9,5
South Alaska	Mar 28, 1964	750	180	12,15	820	9,2
Kamchatka	Nov 4, 1952	450	175	8,90	350	9,0
Rat Is., Alaska	Feb 4, 1965	650	80	4,80	125	8,7
Mexico	Sept 19,1985	180	50	3,70	11	8,1

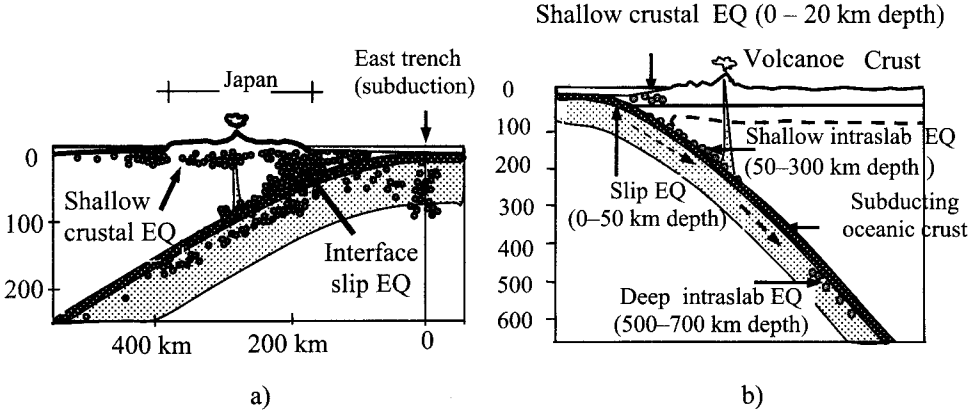


Gambar 3.13 Juan De Fuca *plate* di Cascadia Subduction (Wikipedia.org)



Gambar 3.14 Potongan Cascadia Subduction zone (Wong & Silva, 1998)

Disamping di Chile dan Mexico maka Cascadia *subduction zone* yaitu yang terletak di perbatasan antara USA dan Canada (Gambar 3.13) merupakan zona subdaksi yang cukup membahayakan. Hal ini terjadi karena subdaksi yang dibentuk oleh Juan De Fuca *plate* cukup panjang, dengan sudut antara *downgoing* dan *overriding plate* relatif kecil (lihat Gambar 3.13), di daerah tersebut sudah lama tidak terjadi gempa (± 350 tahun) dan gerakan plat Juan De Fuca cukup aktif (40 mm/tahun). Dengan sudut antara dua plat yang relatif kecil maka gaya geser yang mengakibatkan slip menjadi sangat besar, sehingga daerah tersebut biasa disebut *Megathrust* . Apabila diperhatikan daerah slip tersebut relatif dangkal yaitu < 30 km, sehingga *interface slip earthquake* yang terjadi akan relatif dangkal. Dangkalnya gempa juga tampak pada Gambar 3.14) yaitu *shallow crustal earthquake* yang terjadi dibawah kota Portland.

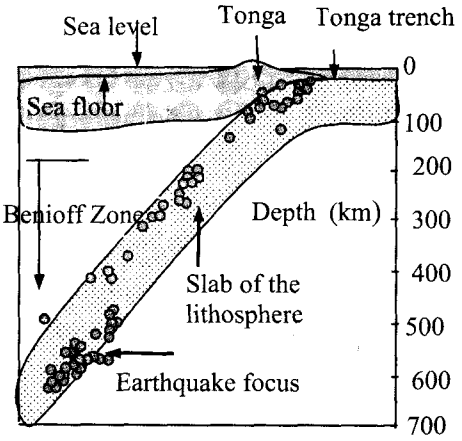


Gambar 3.15 . Gempa-gempa di *subduction zone* [ ]

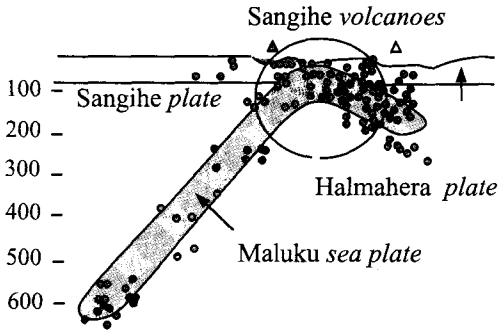
Gempa-gempa *interface slip* juga terjadi di *subduction zone* di beberapa negara, misalnya di Jepang seperti tampak pada Gambar 3.15.a). Pada gambar tersebut tampak bahwa sebagian besar fokus-fokus gempa terjadi di daerah *slip-zone* yaitu pada bidang kontak antara *down-going* (*Pacific plate*) dengan *overriding plate* (*eurasian plate*) pada kedalaman < 100 km. Tampak juga pada gambar tersebut *shallow crustal earthquake* dibawah daratan Jepang dan *shallow intraslab eartquake* di *down-going slab*. Sedangkan

Gambar 3.15.b) adalah ilustrasi gempa-gempa yang terjadi di daerah subdaksi dan di zona intraslab.

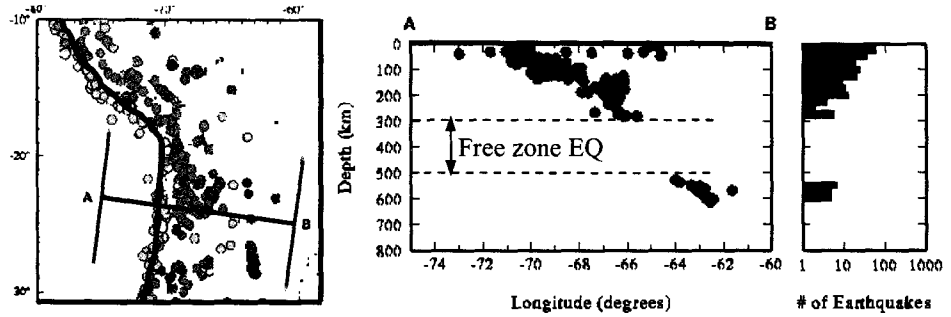
Gambar 3.16) adalah gempa subdaksi di Tonga yaitu suatu negara di timur Papua New Guinea, sedangkan Gambar 3.17) adalah gempa-gempa subdaksi di Halmahera-Sangihe. Tampak pada Gambar 3.16) bahwa *interface slip* earthquake cukup dominan dan relatif dangkal dengan kedalaman < 100 km. Gempa *interface –slip* lebih dominan diantara Maluku *sea-plate* dengan Halmahera *plate.* Sesuatu yang tampak pada Halmahera-Sangihe *subduction* memang agak berbeda, karena disana terjadi *double subduction events.* Mekanisme seperti itu sangat menarik untuk dibahas.



Gambar 3.16 Gempa di Subdaksi Tonga.



Gambar 3.17. Subdaksi Halmahera-Sangihe



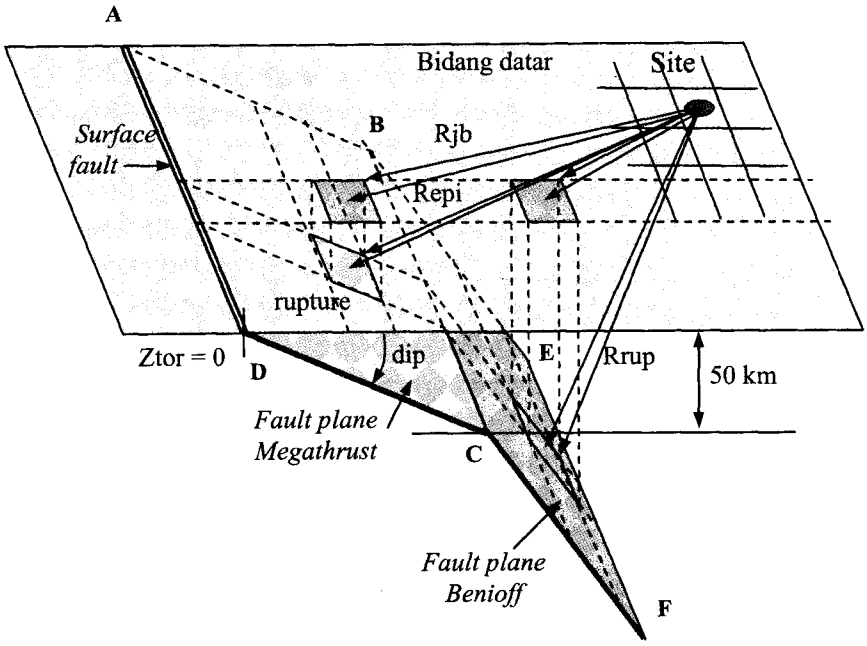
Gambar 3.18. Gempa Subdaksi di Amerika Selatan (Chile), [ ]

Contoh yang lain atas *interface slip earthquake* adalah gempa yang terjadi di Chile Amerika Selatan seperti yang tampak pada Gambar 3.18.a). Pada Gambar 3.18.b) tersebut tampak bahwa fokus-fokus gempa *interface slip* membentuk bidang yang sudutnya relatif kecil terhadap horisontal. Sebagaimana dikatakan sebelumnya, sudut antar dua-plat di subdaksi yang relatif kecil akan membuat gaya geser/slip yang sangat besar. Gempa Chile,1960 yang mempunyai M_W = 9,5 terjadi di daerah itu. Pada Gambar 3.18.b) juga

tampak daerah *free zone* yaitu zona di *intraslab* yang tidak terjadi gempa, yang kedalamannya antara 300 – 500 km di bawah muka tanah. Hal ini mendukung pernyataan yang telah dibahas sebelumnya. Selain itu juga tampak beberapa *shallow crustal earthquake* yang barangkali akibat dari *compression force* gerakan lempeng tektonik yang saling menyusup (*subduction*). Sedangkan Gambar 3.18.c) membuktikan bahwa gempa *interface-slip* yang relatif dangkal merupakan gempa yang frekuensinya paling sering terjadi. Contoh-contoh lain gempa *interface slip* dapat dijumpai di banyak literatur.

3.6.3 Pemodelan Sumber Gempa Subdaksi

Gempa-gempa subdaksi sebagaimana disajikan pada Gambar 3.10) dan pemodelannya seperti Gambar 3.12) adalah sumber-sumber gempa yang akan diperhitungkan pada *hazard analysis*. Sumber-sumber gempa yang dimaksud adalah gempa-gempa yang terjadi pada *megathrust* dan gempa-gempa pada zona *benioff*. Sumber-sumber gempa tersebut terjadi pada sepanjang pantai barat Sumatera, sepanjang selatan pulau Jawa dan kepulauan Nusa Tenggara. Pada *hazard analysis* sumber-sumber gempa tersebut secara visual dimodel seperti yang tampak pada Gambar 3.19).



Gambar 3.19 Pemodelan 3-D sumber gempa subdaksi (Makrup,2009)

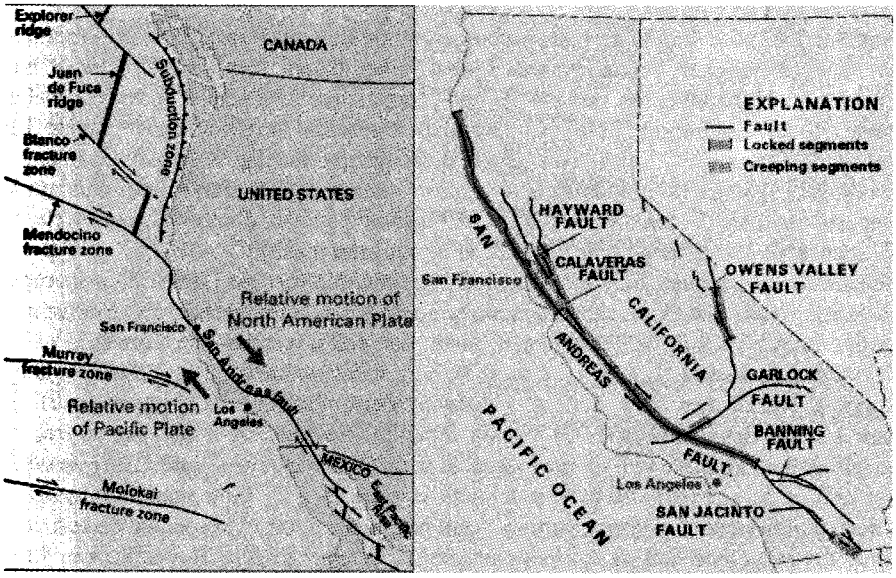
Di dalam *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA), sumber gempa dan pemodelannya merupakan data dan pemodelan terpenting. Sumber gempa secara umum dapat berupa retaknya patahan (*fault rupture*), gempa-gempa di daerah subdaksi yaitu gempa *megrathrust* dan gempa-gempa di daerah *benioff* (Gambar 3.12) dan gempa-gempa diluar subdaksi dan diluar sesar/patahan (bisanya disebut gempa *background seismicity*). Pemodelan sumber gempa 3-D didaerah subdaksi adalah seperti yang disajikan pada

Gambar 3.19 (Makrup 2009). Tampak bahwa kejadian gempa disimulasi melalui retakan sesar (*fault rupture*) melalui luasan sesuai dengan magnitudo gempa yang dikehendaki.

3.7 Gempa di *Trasform-Slip Zone* (Gempa Geser Kerak Bumi Dangkal)

Di beberapa tempat misalnya di daerah California dan San Francisco, di sepanjang bagian-utara Turki dan dibeberapa tenpa di China yang berdekatan dengan pegunungan Himalaya adalah daerah-daerah yang aktivitas seismotektoniknya berupa geser. Gempa-gempa tersebut termasuk dalam kategori gempa bumi kerak bumi dangkal (*shallow crustal earthquake*). Pada daerah-daerah tersebut dua lempeng tektonik bergerak saling sejajar dan berlawanan arah sehingga menyebabkan efek geser. Pada tingkat regional, maka di Sepanjang Bukit Barisan juga terjadi sesar geser yang kemudian disebut *Great Sumatra Fault* atau Bukit Barisan *fault*. Dibagian Indonesia yang lain adalah sesar geser yang membentang mulai dari Biak, Sorong terus kebarat sampai kepulauan Banggai, yaitu kepulauan di sebelah timur Sulawesi Tengah.

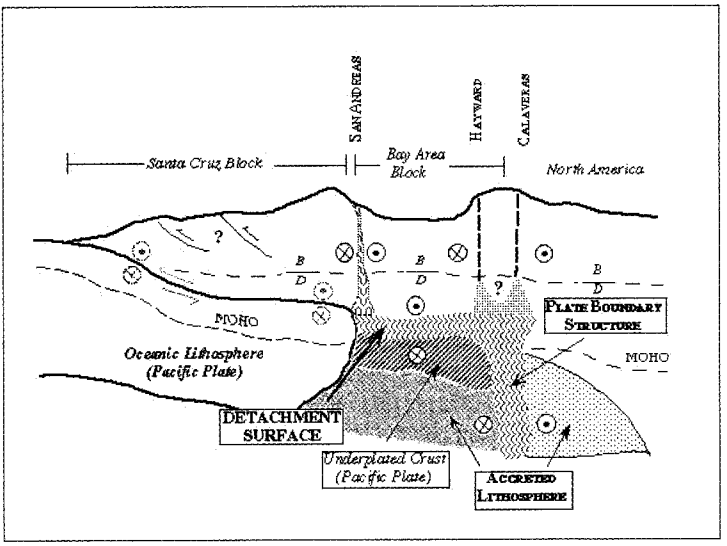
Sesar-sesar geser di daerah California adalah seperti yang tampak pada Gambar 3.20). Tampak pada gambar tersebut bahwa banyak sesar-sesar geser yang terjadi didaerah tersebut sehingga membuat aktivitas gempa menjadi siknifikan. Sesar-sesar *geser (slip faults*) didaratan adalah *San Andreas fault*, *Hayward fault* dan *Calaveras fault*. Sedangkan sesar-sesar geser di dasar laut adalah Molocai, Murray, Mendocino dan Balnco fault. Gempa-gempa San Farancisco (1906), El Centro (1940), Parkfiel (1971), gempa Loma Prieta (1989), gempa Northridge (1995) adalah beberapa contoh gempa yang terjadi disepanjang *slip faults* seperti disebut di atas.



Gambar 3.20. *Slip Fault* di San Francisco dan California (Google.co.id)

Apabila potongan melintang seperti Gambar 3.21) diatas diperhatikan, maka dapat diketahui bahwa betapa rumit proses geologi yang sudah berlangsung sehingga terbentuk kondisi seismotektonik seperti itu. San Andreas *fault* menjadi *plate boundary*, kemudian

membelok-belok akibat desakan *Pacific plate.* Salah satu potongan melintang gempa-gempa yang terjadi di daerah transform-slip zone adalah gempa Loma Prieta, 17 Oktober, 1989 seperti yang tampak pada Gambar 3.22).

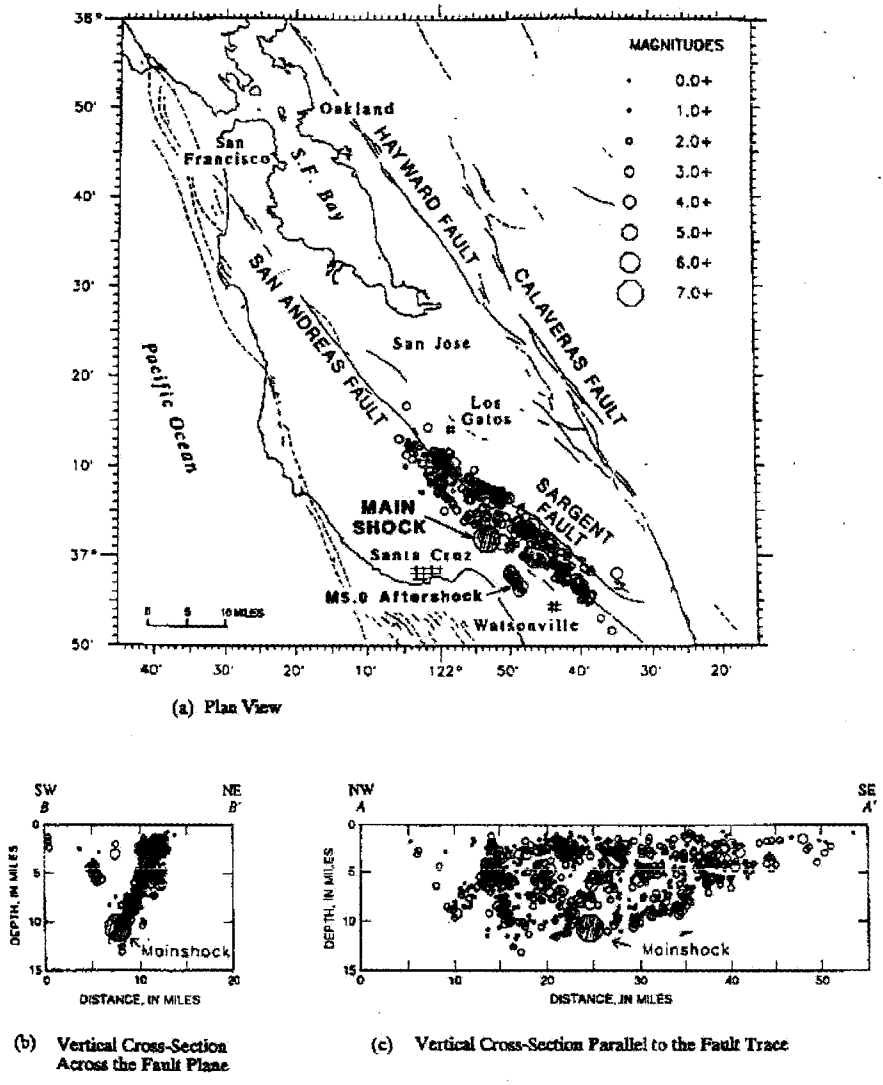


Gambar 3.21 Potongan melintang di daerah California (ditampilkan lagi)

Gambar 3.22) menunjukkan bahwa gempa-gempa di daerah *transform-slip* merupakan gempa sangat dangkal. Fokus gempa Loma Prieta hanya kira-kira 18 km di bawah permukaan tanah (bandingkan dengan gempa Yogyakarta 25 Mei 2000 yang kedalaman fokusnya 90 km), sehingga efeknya terhadap kerusakan struktur dapat sangat besar. Tampak pada Gambar 3.22.a) bahwa fokus-fokus gempa susulan terjadi disepanjang San Andreas *fault,* dengan orientasi patahan seperti Gambar 3.21.b) dan luasan patahan kira-kira seperti Gambar 3.22.c). Perlu diketahui bahwa patahan gempa Loma Prieta tidak sampai mencapai permukaan tanah (3 km dari permukaan tanah).

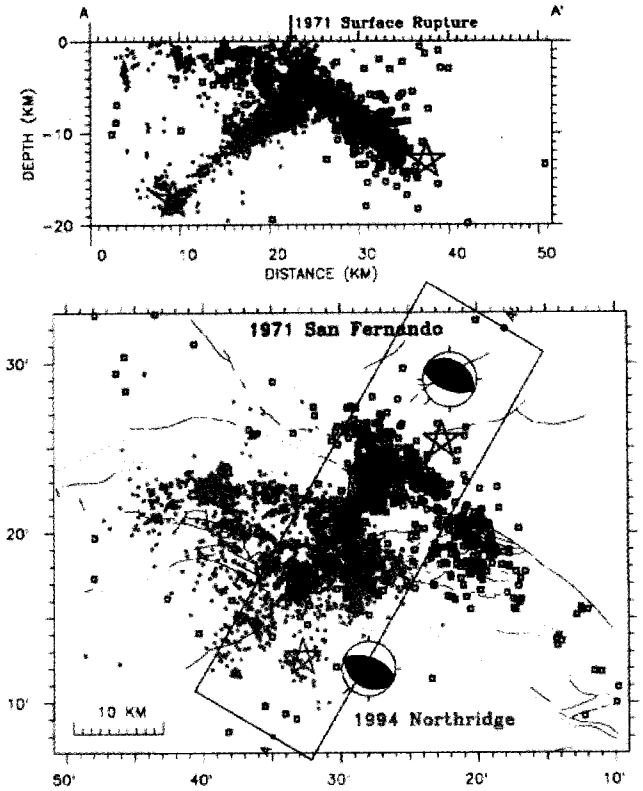
Senada dengan gempa Loma Prieta (1989) gempa Northridge (1995) juga merupakan gempa yang relatif dangkal, sebagaimana tampak pada Gambar 3.23.a). Fokus gempa Northridge hanya 18 km dari permukaan tanah, dan fokus gempa San Fernando (1971) . Pada gambar juga tampak San Fernando *fault* yang mencapai permukaan tanah, sedangkan *fault* gempa Northridge tidak sempat mencapai permukaan tanah (*hidden fault*). Pada Gambar 3.22.b) dan Gambar 3.23) bawah, apabila diperhatikan letak *mainshock* tidak berada di tengah *fault*, tetapi justru merupakan titik inisiasi/awal *fault.* Dari *mainshock* menuju arah sebaran fokus-fokus dapat diatikan sebagai arah rambatan *fault*, yang juga dapat berarti arah rambatan energi gempa. Arah propagasi patahan kemudian diikuti dengan rambatan energi gempa dan hal ini pada umumnya disebut *directivity*. Kerusakan struktur akan banyak terjadi pada arah *directivity* tersebut.

Kombinasi antara pengaruh kondisi tanah setempat yang pada umumnya mengarah pada faktor amplifikasi dan *directivity effects* akan mengarah pada suatu bahasan yang sifatnya khusus sehingga perlu waktu khusus untuk memahaminya.

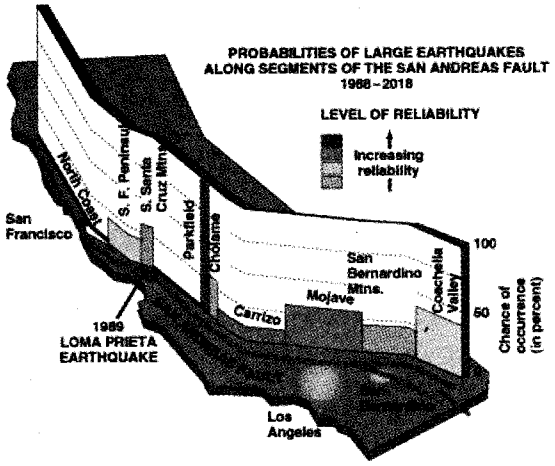


Gambar 3.22. Episenter, Potongan melintang dan memanjang gempa Loma Prieta [ ]

Pada peneliti terus berusaha memprediksi kemungkinan-kemungkinan gempa di sepanjang San Andreas *fault* sebagaimana tampak pada Gambar 3.24). Tampak pada gambar tersebut bahwa sepanjnag San Andreas *fault* berkemungkinan terjadi gempa, walaupun dengan probabilitas yang berbeda. Probabilitas yang sudah mendekati 100 %, tetapi belum terjadi gempa menunjukkan betapa sulitnya memprediksi kejadian gempa.



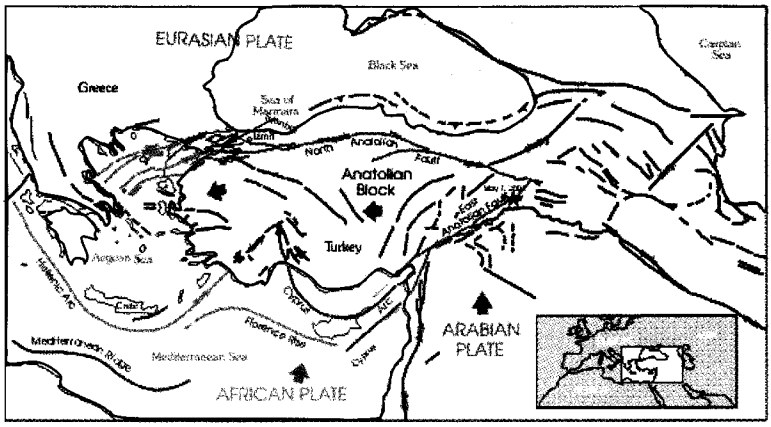
Gambar 3.23. Potongan dan tampak atas fokus2 gempa San Fernando dan Northridge[ ]



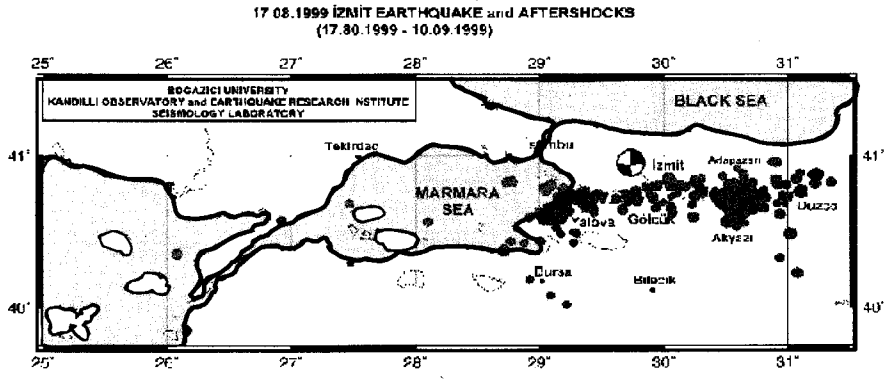
Gambar 3.24. Probabilitas kejadian gempa sepanjang San Andreas fault [ ]

Sesar-sesar geser di Turkey adalah seperti yang tampak pada Gambar 3.25). Pada gambar tersebut tampak bahwa sesar geser utama adalah sesar geser yang membentang dari timur ke barat di bagian utara negara, yaitu North Anatolian *fault*. Di bagian selatan

terdapat subdaksi yang dibentuk oleh beberapa lempeng tektonik. Kondisi seperti itu membuat seismotektonik di Turki hampir mirip dengan daerah California. Kejadian gempa di sepanjang North Anatolian fault adalah seperti pada Gambar 3.26). Pada gambar tersebut tampak bahwa sepanjang sesar geser Anatolian terjadi gempa secara beruntun, sehingga hal tersebut dapat dipakai sebagai data untuk meprediksi gempa-gempa berikutnya.

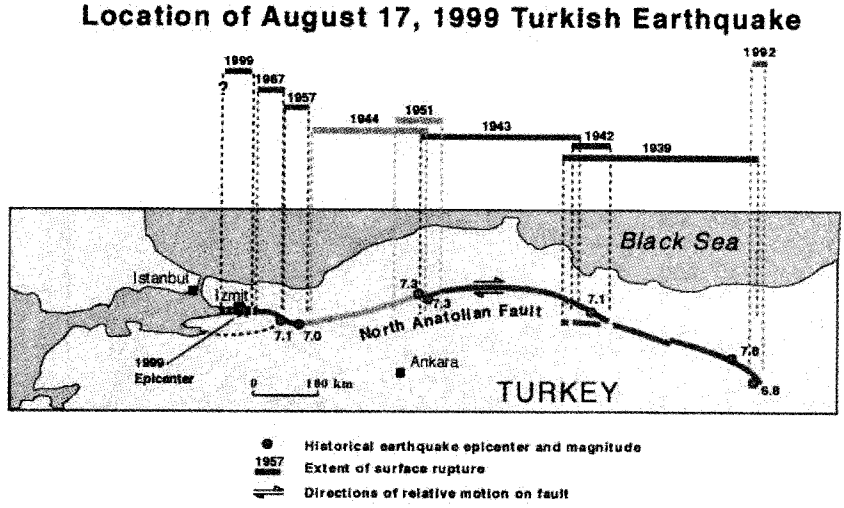


Gambar 3.25. Sesar di Turki dan sekitarnya (Dewey et al.,1973)

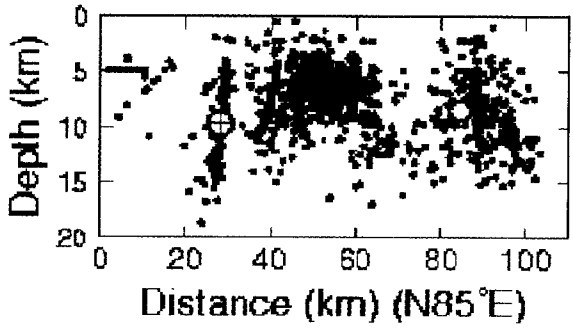


Gambar 3.26. *Aftershocks* gempa Izmit, Turkey, 1999 [ ]

Tampak pada Gambar 3.27) bahwa banyak gempa terjadi disepanjang North Anatoloian *fault*, yang adalah gempa Erzinkan (1992) dan gempa Izmit (1999). Panjang *fault* sangat bervariasi bergantung pada magnitudo gempa. Pada gempa Izmit tersebut panjang *surface fault* mencapai ratusan km. Gambar 3.25 menunjukkan peta *aftershock* yang membentang sepanjang *fault*. Sebagaimana ciri *transform-slip earthquake*, fokus gempa Izmit relatif dangkal yaitu ± 10 km, dengan potongan melintang *aftershock* adalah seperti Gambar 3.28).



Gambar 3.27. Kejadian gempa di sepanjang di North Anatolian Fault Turki (USGS)

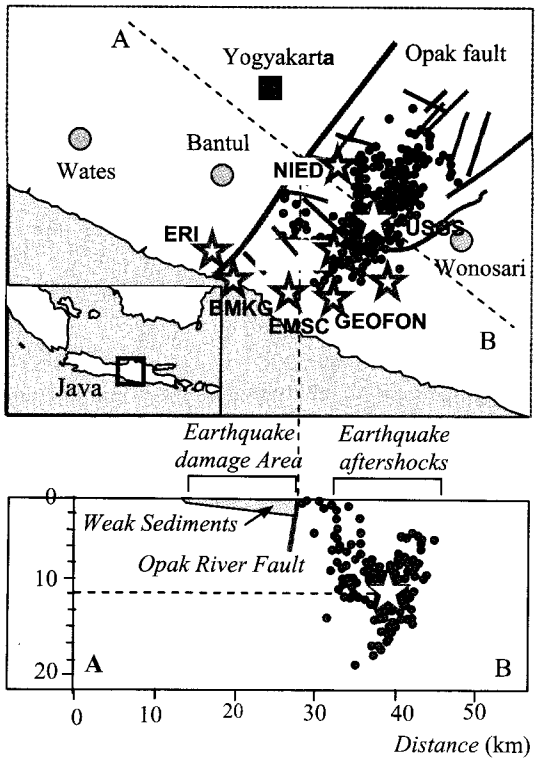


Gambar 3.28. Potongan Vertikal Aftershock gempa Izmit, 1999 [ ]

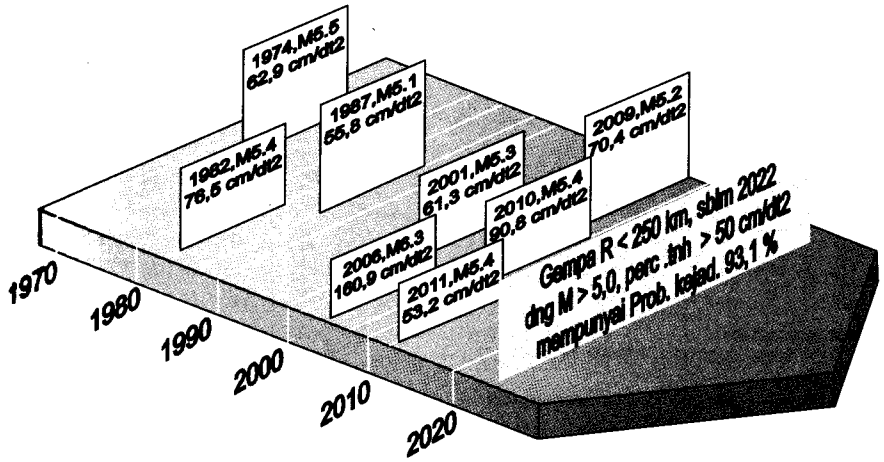
Data yang hampir sama juga terjadi di gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 dengan distribusi *aftershock* seperti tampak pada Gambar 3.29 (Walter, 2007). Data koordinat episenter, magnitudo dan kedalaman gempa-gempa yang terjadi disekitar suatu kota dapat diperoleh dari katalog UGS. Misalnya kejadian gempa dalam radius 250 km dari kota Yogyakarta yang mempunyai magnitudo $M_W > 5$ dan pempunyai percepatan tanah > 50 cm/dt2 berdasarkan atenuasi tertentu maka datanya dapat dicari. Berdasarkan data tersebut maka dengan anggapan bahwa mekanisme dan laju kejadian gempa yang akan datang sama dengan masa lalu, maka dengan cara *conditional probability* dapat diketahui probabilitas kejadian gempa dengan karateristik tersebut dimasa yang akan datang. Gambar 3.30) adalah probabilitas kerjadian gempa pada 10 tahun setelah tahun 2010 dengan R < 250 km, M > 5 dan percepatan tanah > 50 cm/dt2 di daerah Yogyakarta dan sekitarnya.

Apabila dipakai *Conditional Probability Theory* yangmana akitivitas kegempaan mendatang sama dengan masa lalu, maka probabilitas kejadian gempa dengan magnitudo M > 5 akibat aktivitas sesar Opak (dan sekitarnya) dihitung mulai tahun 2011 adalah seperti yang disajikan di Gambar 3.31). Tampak bahwa semakin lama terhitung mulai tahun 2011 probabilitas kejadian gempa semakin mendekati 100 %. Sekali lagi, hasil tersebut

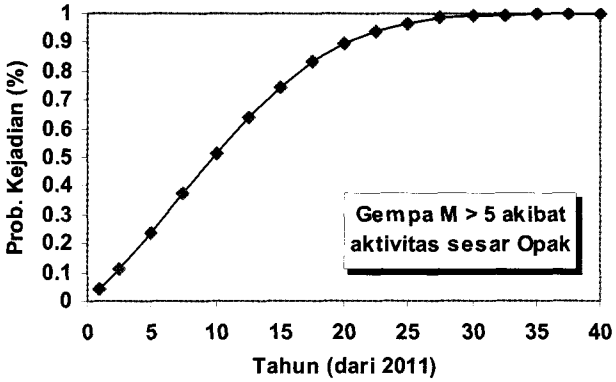
didasarkan atas asumsi bahwa proses atau laju akumulasi energi di batuan dasar pada masa yang akan datang dianggap sama dengan masa yang lalu. Hal yang sesungguhnya terjadi belum tentu seperti itu, oleh karena itu kejadian gempa tidaklah bersifat periodik murni.



Gambar 3.29. Potongan *aftershocks* gempa Yogyakarta 2006 (Walter, 2007)



Gambar 3.30. Probabilitas kejadian gempa di Daerah Istimewa Yogyakarta.

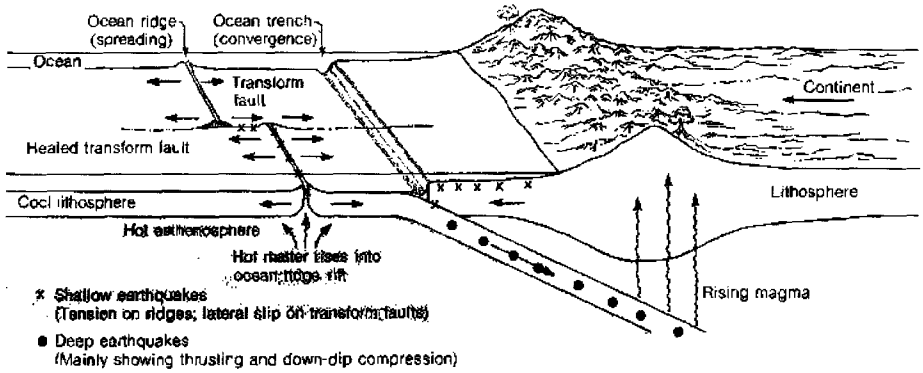


Gambar 3.31. Probabilitas kejadian gempa M > 5 aktivitas sesar Opak

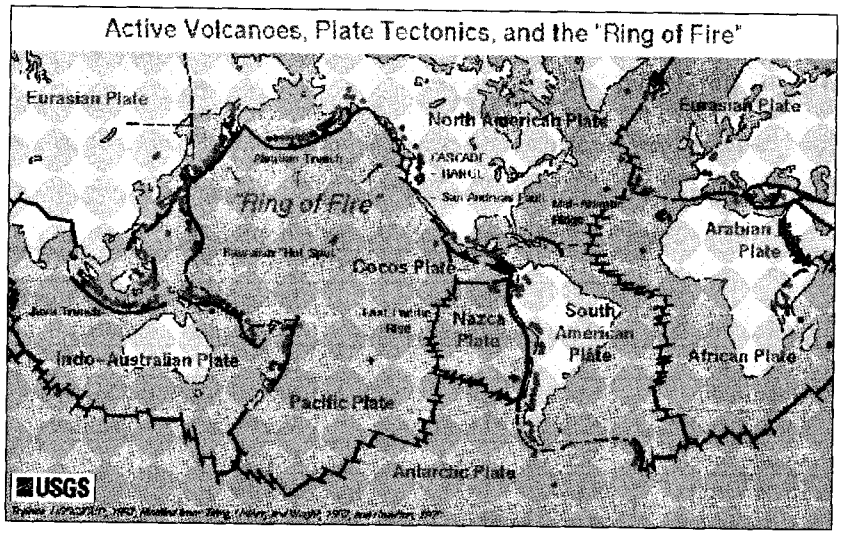
3.8 *Mid Ocean Spreading Earthquake*

Berbeda dengan gempa-gempa sebelumnya, *mid-ocean earthquake* ini terjadi di daerah *ridge* atau parit di dasar samudera. Sebagaimana diketahui bahwa di tengah dan dasar samudera Pasifik, Atlantik dan samudera India terdapat *mid-ocean speading ridge* yaitu parit memanjang yang menjadikan proses pemisahan benua (lihat Gambar 3.32). Pada parit tersebut, lava panas dari *mantle* naik ke atas dan mempunyai gaya dorong (*driving force*) secara *divergent* yang memisahkan kerak dasar samudera. Gerakan lava panas ini merupakan bagian dari *convection theory* yang untuk jangka panjang akan membentuk *continental drift* (pemisahan benua) seperti yang perbah dibahas di bab sebelumnya.

Gerakan lava panas terjadi terus-menerus dan mendorong secara kontinu lava panas sebelumnya yang telah mendingin di kanan kiri *ridge* (parit). Dengan demikian lava dingin yang tertumpuk menjadi semakin besar dan bergerak menjahui *ridge*. Gundukan lava dingin dan daerah kanan-kiri *ridge* merupakan daerah yang lemah. Lava dingin yang gugur akan mengakibatkan gempa akibat patahan-patahan normal. Akibat adanya gaya dorong lava panas maka blok-blok kanan kiri *ridge* akan patah secara melintang (*transform fault*), sesuai dengan arah gerakan *driving force*. Hal itu seperti yang tampak pada Gambar 3.32).



Gambar 3.32 *Mid Ocean Earthquake* (Press & Siever,1978)



Gambar 3.33. *Mid Ocean Spreading Ridge* (USGS)

Mengingat *driving force* terjadi sepanjang *ridge* maka disepanjang *ridge* akan terjadi *tranform fault* yang berupa zig-zag , seperti tampak pada Gambar 3.33). Mengingat guguran lava dingin dan *transform fault* ini berskala relatif kecil dan gempa terjadi didasar laut, maka gempa yang terjadi juga relatif kecil. Belum pernah gempa yang terjadi *mid ocean ridge* yang sampai merusakkan bangunan di daratan. Sebab utamanya adalah jarak yang sudah relatif jauh dan magnitudo gempanya relatif kecil.

3.9 Gempa Intraplate *Shallow Crustal Earthquake*

Berbeda dengan gempa *interplate,* gempa *intraplate* adalah gempa yang terjadi jauh dari lokasi *plate boundaries*. Gempa *intraplate* adalah gempa yang terjadi di tengah-tengah lempeng tektonik yang stabil (*stable plate continent*). Bolt (1995) memberikan banyak contoh gempa-gempa *intraplate* yang terjadi dibeberapa negara. Gempa-gempa di daratan Eropa kebanyakan adalah gempa *intraplate* . Selain itu gempa-gempa yang terjadi di jauh pedalaman China juga merupakan gempa-gempa *intraplate*. Ditempat yang lain, berturut-turut adalah gempa-gempa di daratan Australia, daerah tengah dan timur USA, pedalaman India dan lembah Brasilia adalah juga gempa-gempa *intraplate*.

Sementara itu gempa-gempa yang terjadi didaratan tetapi terletak disekitar *fault* yang sudah teridentifikasi secara baik, misalnya di Afganistan, Iran, Turki, China (yang dekat dengan Himalaya) pantai barat USA masih termasuk gempa-gempa *interplate.* Gempa-gempa yang terjadi di daratan dan didaerah itu tidak ada *fault* yang siknifikan maka gempa-gempa seperti itulah yang dimaksud dengan gempa *intraplate jenis shallow crustal earthquake*. Gempa-gempa yang terjadi di bawah kota Portland di negara bagian Oregon USA) seperti yang tampak pada Gambar 3.14) adalah salah satu *contoh shallow crustal earthquake*.

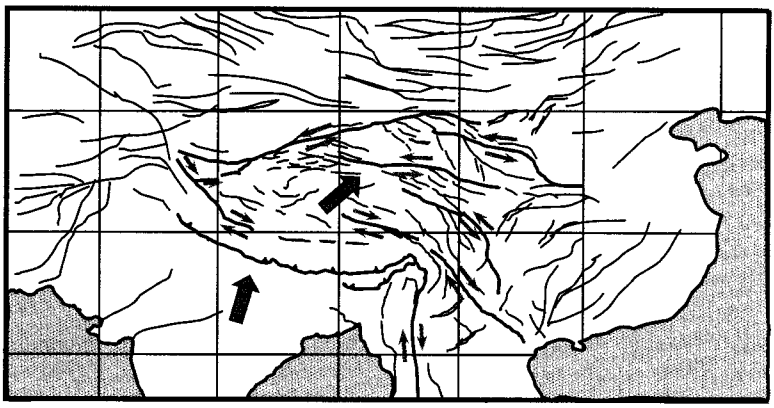
Mekanisme kejadian gempa yang terjadi diduga akibat gaya-desak (*compression*) sehingga secara teoritik akan mengakibatkan patahan terbalik atau *reverse fault* (McCue dkk.,1996, Marison dan Melchers, 1996). Namun demikian para ahli berpendapat bahwa mekanisme secara lengkap dan terperinci gempa *intraplate* relatif belum dikuasai secara

baik (Marison dan Melchers, 1996). McCue (1996) mengatakan bahwa frekuensi kejadian gempa ini di Australia sangat jarang, dan kalau terjadi dengan kedalaman yang sangat dangkal (< 10 km). Dilain fihak Gibson et al. (1995) mengatakan bahwa *shallow crustal intraplate eartthquake* mempunyai karakter *low magnitude, high frequency, high stress drop, short duration, short fault* dan mungkin *high acceleration*. Secara lengkap perbedaan antara gempa interplate dan *intraplate* adalah seperti yang tampak pada Tabel 3.3).

Tabel 3.3 Perbedaan antara gempa *interplate* dan *Intraplate*

No	Parameters	Erathquake Types	
		Interplate	Intraplate (Shallow Crustal EQ)
1	Global Position	Along fault/boundaries	Stable plate continent
2	Occurance	Frequent	Rare
3	Magnitude	Small - Large	Small- Medium (M < 7)
4	Focal Depth	Shallow - Deep	Very shallow – shallow (
5	Source mech.	See Table 4.1	See Table 4.1
6	Stress Drop	Lower	Higher
7	Freq. Content	Low - High	High (because short distance)
8	Earthq.duration	Moderate - Long	Short (because short distance)
9	Fault	Long	Short

Mengapa terjadi gempa *shallow-crustal* walaupun tidak ada *fault* secara jelas ?. Terhadap pertanyaan ini para peneliti berpendapat bahwa *crust shortening compression* adalah salah satu seban terjadinya gempa. Ada juga yang berpendapat gempa jenis ini juga akibat dari sundulan/tekanan *molten material* dibawah *crust*/kerak bumi.

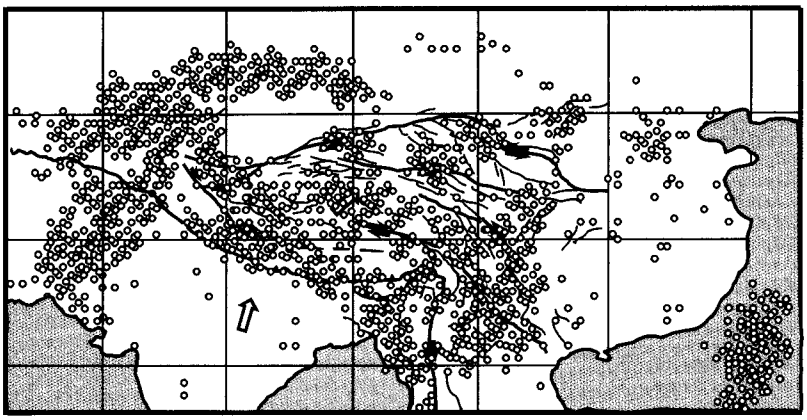


Gambar 3.34. *Sesar-sesar/Fault* di Cina

Terhadap alternatif jawaban ini ada yang mengatakan bahwa sundulan *molten material* secara logika akan sulit memecahkan batuan. Namun demikian pecahnya batuan mungkin saja terjadi karena beberapa hal yaitu *local weakness of the crust, local stress concentration* dan *high stress state.* Gambar 3.34) adalah salah satu contoh sesar-sesar gempa *intraplate* yang terjadi di pedalaman China, walaupun sebagian merupakan gempa *transform-slip.*

Secara sekilas tampaknya daratan China yang luas merupakan negara yang bebas gempa, karena tidak ada *global fault.* Apabila Gambar 3.35) diperhatikan, jelas di daratan

China , terutama China bagian tengah dan barat terdapat banyak sesar geser sebagai akibat dari benturan antara *Australian plate* dengan *Eurasian plate* di Pegunungan Himalaya. Hanya China di bagian timur yang aktivitas gempanya relatif kecil. Perlu diketahui bahwa China tengah dan berat merupakan daerah bergunung-gunung, sedangkan China timur merupakan daerah lembah. Secara umum gempa-gempa yang terjadi di China tidak semuanya gempa *shallow crustal earthquake*, karena banyaknya sesar geser. Hubungan antara sesar geser dan episenter-episenter gempa dapat dilihat pada Gambar 3.35). dapat dilihat pada gambar tersebut bahwa sebagian besar gempa di China terjadi di bagian tengah dan barat yang merupakan daerah pegunungan.

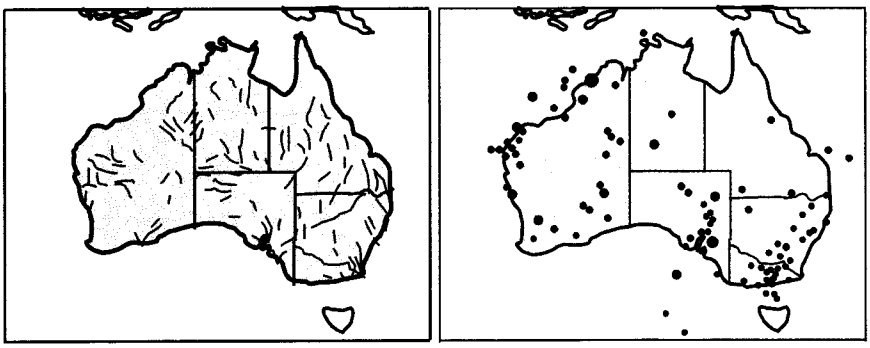


Gambar 3.35. Gempa di Pedalaman China

Disamping beberapa kemungkinan penyebab (bukan mekanisme) gempa *shallow crustal erthquake* seperti disampaikan di atas, Bolt (1996) masih mengatakan bahwa mekanisme terjadinya gempa *intraplate* masih membuka peluang baru untuk penyelidikan lebih lanjut. Hal ini terjadi karena selama ini gempa *intraplate* relatif dikesampingkan baik frekuensi kejadian identifikasi letak dan keaktifan patahan/*fault*. Hal yang lain adalah sangat terbatasnya data gempa *intraplate* sehingga model perambatan gelombang gempa belum diketahui secara baik. Hu dkk. (1996) mengatakan bahwa pada hakekatnya tegangan yang terjadi pada suatu lempeng tektonik sangatlah kompleks, bagian tertentu mungkin terdapat tegangan tarik, bagian lain mungkin tegangan desak ataupun tegangan geser. Tegangan-tegangan tersebut berubah maupun berakumulasi sesuai dengan berjalannya waktu. Lapis *lithosphere* dan kerak bumi pada suatu lempeng tektonik itu sendiri juga tidak seragam baik kekuatan, ketebalan maupun kekakuannya sehingga terdapat banyak jenis, distribusi dan orientasi patahan. Oleh karena itu dengan variasi tegangan dan patahan yang ada maka penyebab gempa *intraplate* juga sangat bervariasi.

Gempa *intraplate* yang lain misalnya adalah di Australia yang sebaran episenternya seperti yang tampak pada Gambar 3.36). Tampak jelas pada gambar tersebut bahwa di Australia tidak terdapat sesar yang masif, atau sesar yang siknifikan panjang. Sesar yang ada bersifat sangat lokal, pendek dan sporadis. Oleh karena itu aktivitas tektonik di Australia juga tidak siknifikan, yang pada akhirnya tidak ada gempa yang cukup besar di Australia.

Gambar 3.36) tersebut di atas juga menunjukkan bahwa distribusi episenter gempa *intraplate* (*shallow crustal earthquake*) di Australia tidak mengelompok dan membujur sebagaimana gempa *interplate* melainkan menyebar secara random. Hal ini sesuai yang dikatakan sebelumnya bahwa patahan aktif di tengah lempeng tektonik juga terdistribusi menye-bar. Kecenderungan yang sama juga dijumpai pada gempa *intraplate* di tempat lain.

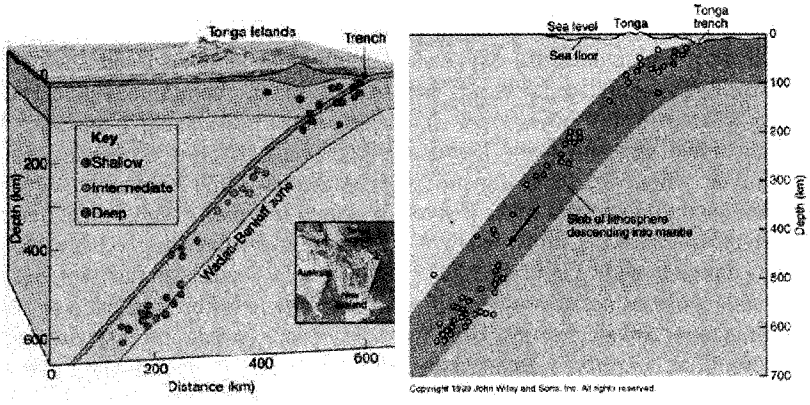


Gambar 3.36. Gempa *Intraplate* di Australia

3.10 *Intraslab Earthquakes* dan *Wadati-Benioff Zone*

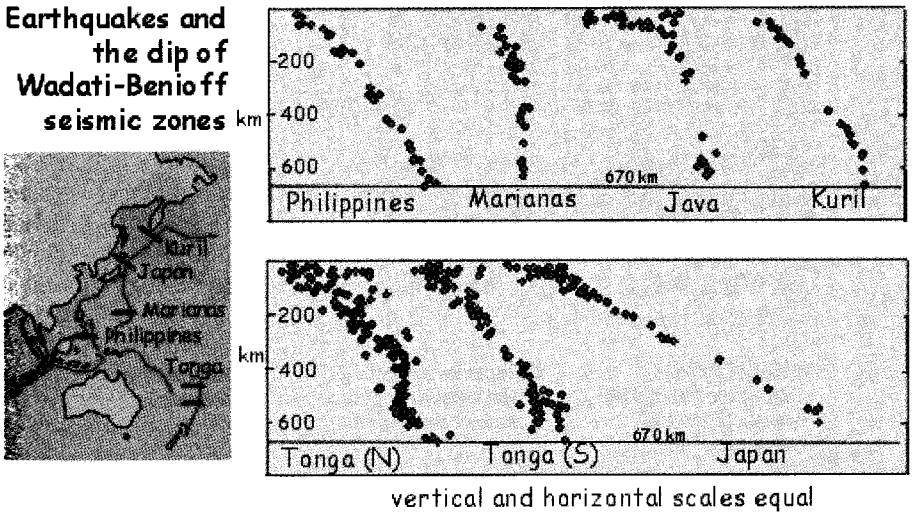
Sebagaimana perjanjian yang disampaikan sebelumnya, gempa-gempa yang terjadi pada *subducting plate* untuk seterusnya disebut *megathrust earthquake* dan *benioff earthquake*. Kategorisasi nama-nama tersebut sudah sampaikan pada Gambar 3.8). Gempa yang disebut *shallow* pada Gambar 3.36) adalah gempa dangkal kerak bumi (*shallow crustal*) sebagaimana telah disampaikan sebelumnya.

Menurut Gambar 3.8) dan Gambar 3.9) tampak bahwa gempa *interface slip* merupakan gempa yang relatif dangkal (< 50 km) yaitu apabila sudut antara *subducting* dan *overriding plate* relatif besar dan *subducting plate* langsung menunjam curam. Namun demikian pada sudut yang relatif kecil misalnya subdaksi di Jepang seperti di Gambar 3.15), *interface slip earthquake* terjadi sampai agak dalam. Dengan demikian *interface slip earthqake* adalah gempa yang berada pada zona slip *(non compression* dan *bending*) di ketebalan *lithosphere* (bukan dibawah *lithosphare*).



Gambar 3.37) Gempa *Shallow* dan *Deep intraslab* di *Wadati-Benioff Zone* [ ]

Kemudian para peneliti sepakat bahwa zona di *subducting plate* yang berada dibawah *lithosphere* merupakan zona yang kegiatan gempanya masih aktif (*zona bending* dan *compression*). Zona kegempaan *di subducting plate* mulai batas bawah *lithosphere* (50 – 100 km) sampai kedamanan 700 km umumnya disebut zona Wadati-Benioff, sebagaimana tampak pada Gambar 3.37). Nama ini untuk mengapresiasi ahli seismologi bangsa Jepang Kiyoo Wadati dan ahli seismologi USA Hugo Benioff. Gempa *shallow* dan *deep intraslab* adalah gempa yang terjadi di zona Wadati-Benioff yaitu gempa *intraslab* yang terjadi karena *bending plate* dan *compression.* Contoh zona-zona Wadati-Benioff untuk beberapa tempat adalah seperti yang tercantum pada Gambar 3.38).



Gambar 3.38. Zona Wadati-Benioff di beberapa tempa [ ]

Pada Gambar 3.38) tersebut tampak bahwa tiap-tiap tempat mempunyai sudut subdaksi yang berbeda-beda, ada yang landai (Japan), moderat (Tonga, Philippines, Kuril) dan ada yang curam (Jawa dan Mariana). Sudut sabdaksi di Jawa cukup menarik, karena apada awalnya mempunyai sudut yang kecil tetapi tiba-tiba menunjam sangat curam. Di peralihan antara sudut kecil ke-besar tersebutlah terjadi peristiwa *bending plate* seperti disebut sebelumnya.

Sebagaimana disinggung sebelumnya bahwa pada kedalaman antara 100 – 300 km dapat merupakan zona *bending plate* dan *compression* yang akan mengakibatkan *shallow intraslab earthquake*. Pada kedalaman antara 300 – 500 km secara umum tekanan serta temperatur batuan relatif tinggi sehingga slab tidak lagi getas/*brittle* tetapi bersifat daktail. Denga kondisi seperti itu gempa akan jarang terjadi. Fenomena seperti ini relatif jelas tampak pada Gambar 3.38) khususnya di subdaksi Jawa, Kuril dan Jepang. Pada kedalaman 500 – 700 km slab terkompresi sangat tinggi, dan proses pelepasan energi yang sangat besar akan mengakibatkan gempa-gempa dalam (*deep intraslab earthquake*). Demikianlah masing-masing jenis gempa sebagaimana disajikan secara skematis pada Tabel 3.1 telah dibahas relatif rinci

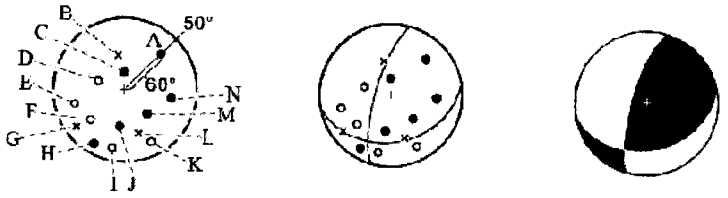
3.11 Representasi Mekanisme Gempa Melalui Stereonet

Menurut Cronin (2004) mekanisme kejadian gempa dapat diketahui melalui analisis beberapa gelombang gempa yang direkam oleh beberapa seismograp. Menurutnya, untuk dapat melakukan analisis maka paling tidak diperlukan rekaman gelombang gempa > 10 buah. Analisis tentang mekanisme gempa yang lengkap akan menghasilkan beberapa karakteristik gempa seperti saat kejadian, letak episenter, magnitudo gempa dan orientasi spasial momen tensor. Berdasarkan memen tensor tersebut maka analisis dapat dilanjutkan pada banyak hal salah satunya adalah pada orientasi *fault plane*.

Stn	P wave	symbol
A		•
B		×
C		•
D		o
E		o

Stn	P wave	symbol
F		o
G		×
H		•
I		o
J		•

Stn	P wave	symbol
K		o
L		×
M		•
N		•



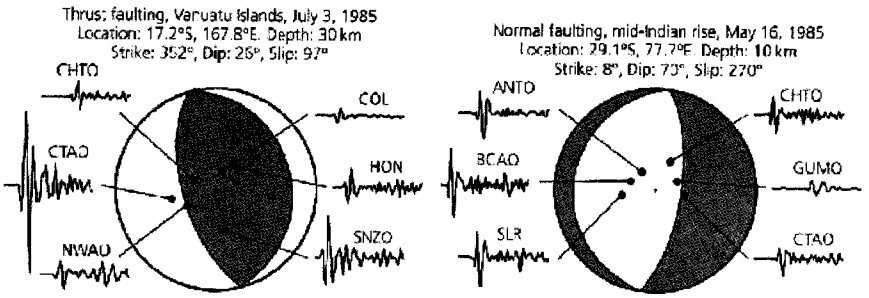
1) Plot all stations with their first motion symbols into the projection.

2) Separate symbols with large circles on the hemisphere.

3) Define the focal mechanism.

Gambar 3.39. Plotting *focal mechanism* dari kedatangan gelombang (Kaser, 2009)

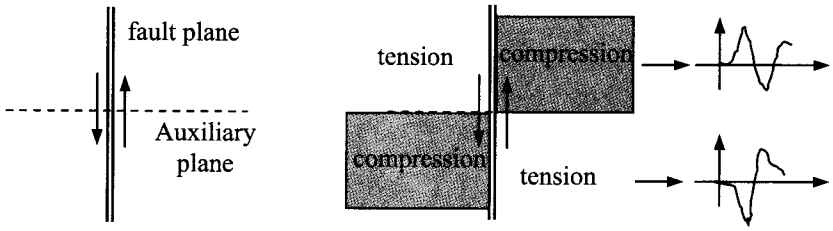
Orientasi *fault plane* seterusnya dapat dimanfaatkan untuk menetukan arah *hinging wall* serta macam-macam mekanisme gempa seperi *reverse, strike slip, normal* maupun *oblique*. Semua hal itu oleh *geologist* kemudian dapat diilustrasikan secara visual menjadi apa yang disebut sebagai stereonet atau "*beachball*".



Gambar 3.40. Kedatangan gelombang gempa (Kaser,2009)

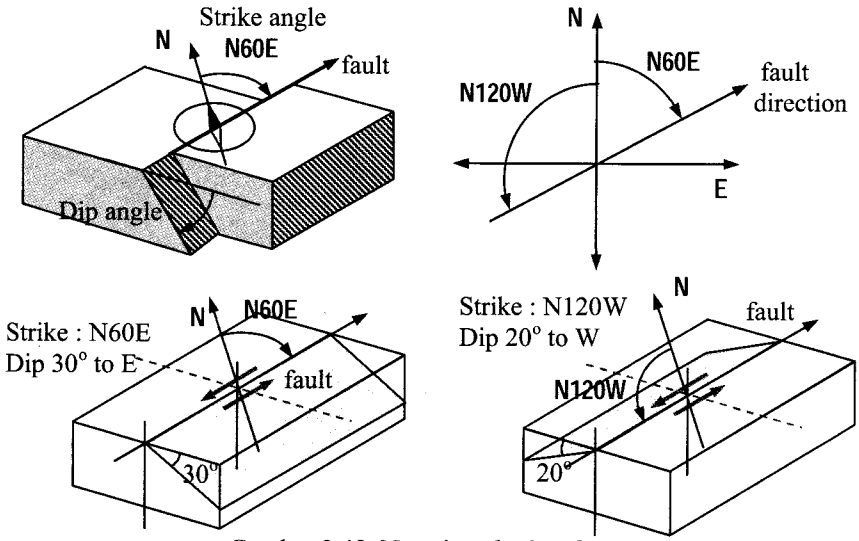
Gambar 3.39) dan Gambar 3.40) adalah contoh pemakaian beberapa rekaman gelombang gempa untuk menetukan jenis *focal mechanism*. Pada gambar tersebut tampak bahwa ada rekaman-rekaman yang gelombang pertama terekam kebawah dan ada yang gelombang

pertama terekam keatas. Pada ahli sudah membuat alat dan membuat hukum bahwa apabila rekaman gelombang yang pertama arahnya kebawah maka pada tempat alat perekam tersebut mengalami tegangan tarik (*tension*), sedangkan apabila terekam keatas maka tempat tersebut telah mengalami tegangan desak (*compression*).



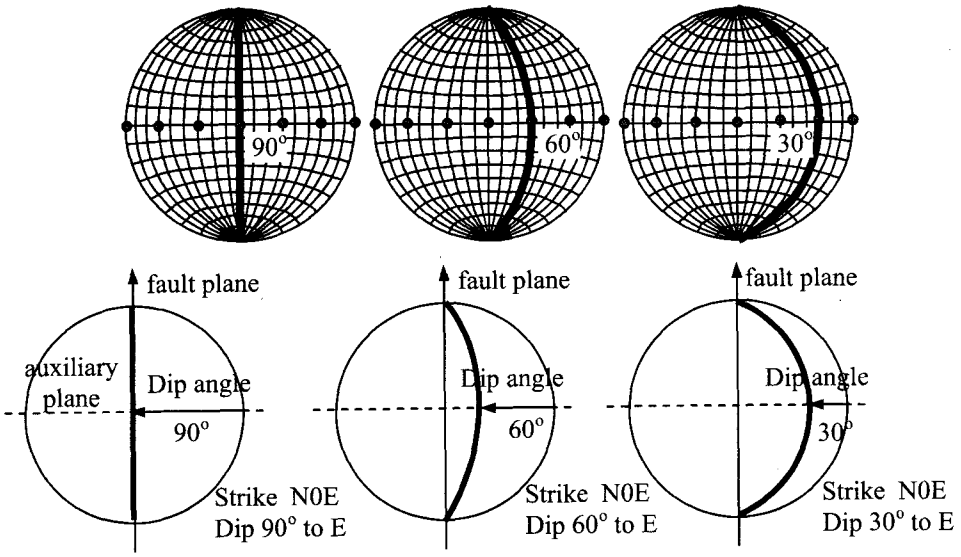
Gambar 3.41) Hubungan antara tegangan dengan tipe rekaman

Hal-hal tersebut diatas seperti yang diilustrasikan pada Gambar 3.41). Dengan *rule* tersebut maka dapat diketahui bahwa tipe kedatangan gelombang yang pertama akan berhubungan dengan jenis jenis tegangan yang terjadi. Dengan adanya *rule* tersebut maka *focal mechanism* kelak akan dapat ditentukan. Untuk mempelajari *focal mechanism* dengan memakai stereonet, maka terlebih dahulu perlu diketahui beberapa istilah/notasi yang yang umunya dipakai. Untuk keperluan itu sering dipakai beberapa istilah/notasi seperti yang tampak pada Gambar 3.42).

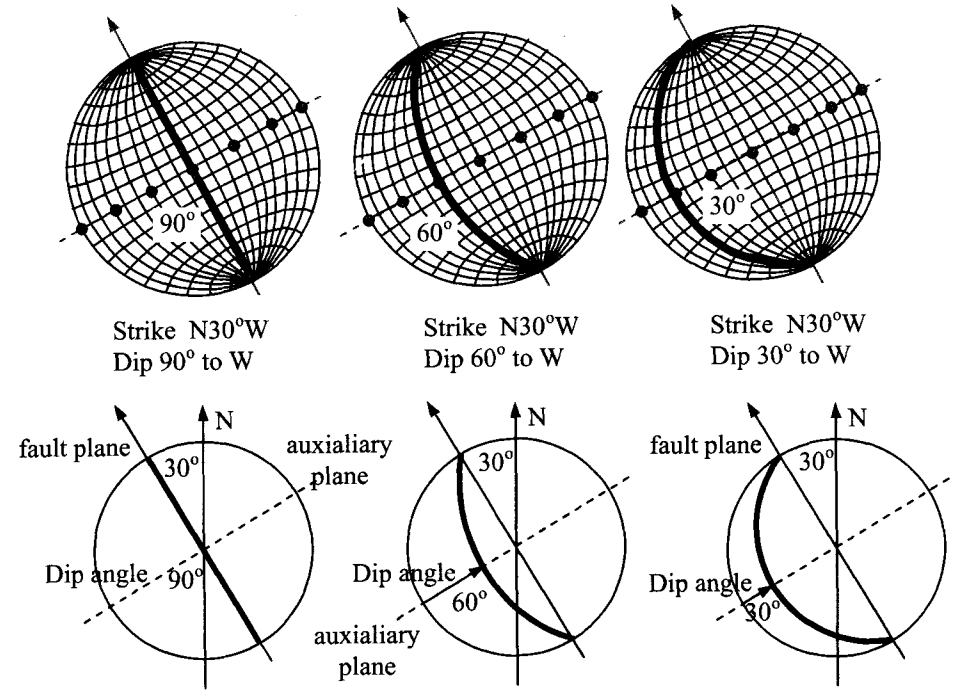


Gambar 3.42. Notasi *strike* dan *dipping*

Pada gambar tersebut tampak istilah "*strike*" yang dimaknai sebagai suatu orientasi *fault* yang pada umumnya dihubungkan dengan arah utara. Orientasi yang dimaksud ditunjukkan oleh suatu sudut yang dimulai dari arah utara. Penentuan sudut dapat dilakukan kearah kanan/*to east* maupun kearah kiri/*to west* (Irsyam, 2009). Sedangkan *dip* adalah sudut yang dibentuk oleh *fault plane* terhadap bidang datar. Cara penyajiannya mirip dengan *strike* yaitu dapat kearah kanan (*to east*) maupun kearah kiri (*to west*).



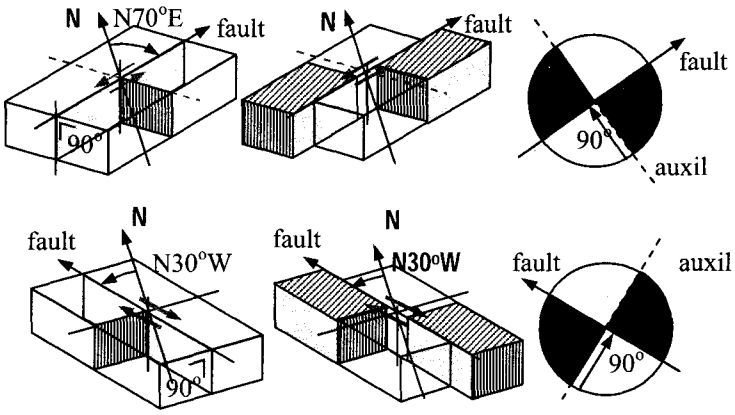
Gambar 3.43. Penggambaran orientasi *dip angle* pada stereonet



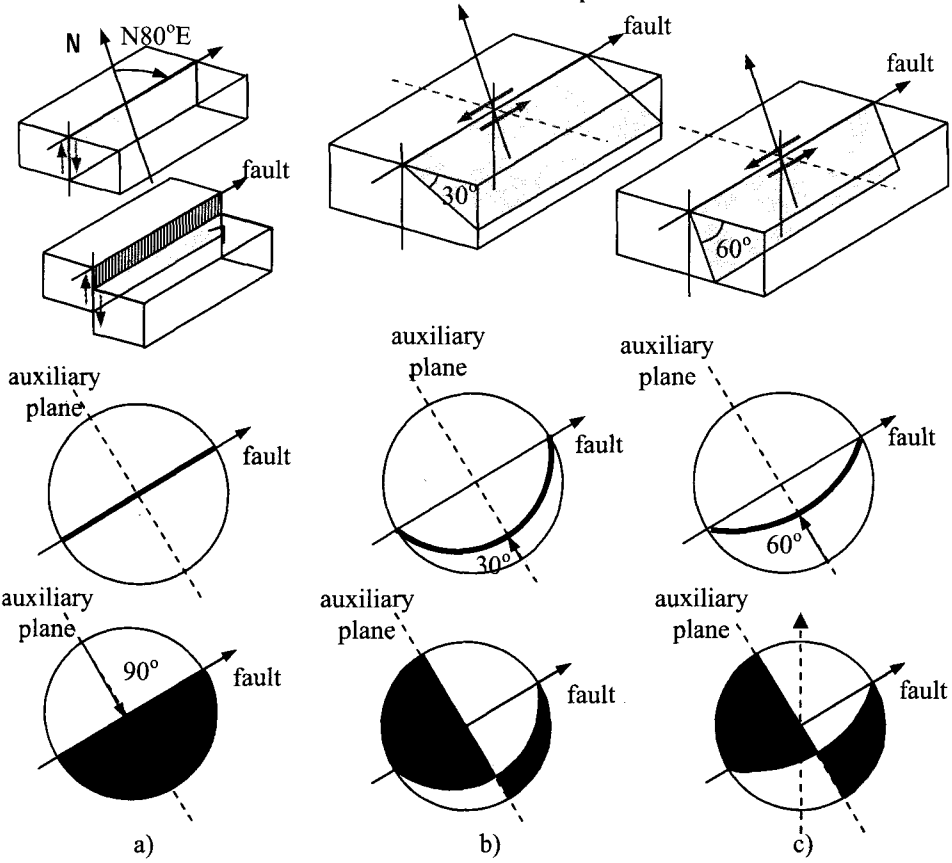
Gambar 3.44. Penggambaran orientasi *dip angle* pada stereonet

Gambar 3.42) adalah notasi untuk *strike* dan *dipping* pada *fault*, sedangkan Gambar 3.43) adalah tata-cara penggambaran *dip angle* pada stereonet untuk *fault* tepat kearah utara (N0E). Gambar 3.44) adalah tata-cara penggambaran *dip angle* pada stereonet untuk arah

fault dengan *strike* N30W dengan *dip angle* yang bervariasi. Sedangkan Gambar 3.45) adalah *focal mechanism* yang disajikan dalam stereonet untuk mekanisme gempa *strike-slip* dengan *dip angle* 90°, masing masing untuk orientasi fault N70E dan N30W.



Gambar 3.45. Stereonet untul strike slip focal mechanism

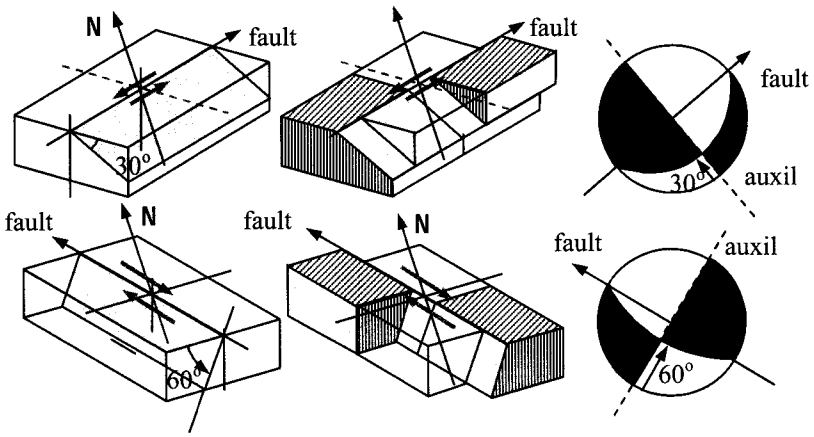


Gambar 3.46. Penggambaran stereonet *strike slip* dengan dip angle ≠ 90°.

Apabila *dip angle* ≠ 90° artinya bukan jenis *strike slip* dengan patahan tegak lurus vertikal maka penggambaran stereonet agak sedikit berbeda. Hal pertama yang harus diperhatikan adalah orientasi/arah *fault*. Sejak Gambar 3.42), maka perhatian berikutnya setelah arah *fault plane* adalah arah *auxiliary plane* yang tegak lurus terhadap *fault plane*. Apabila terjadi variasi *dip angle*, maka sudut *dip angle* tersebut digambar pada arah *auxiliary plane* tetapi dengan memperhatikan orientasi *dip angle* (arah *east* atau *west*).

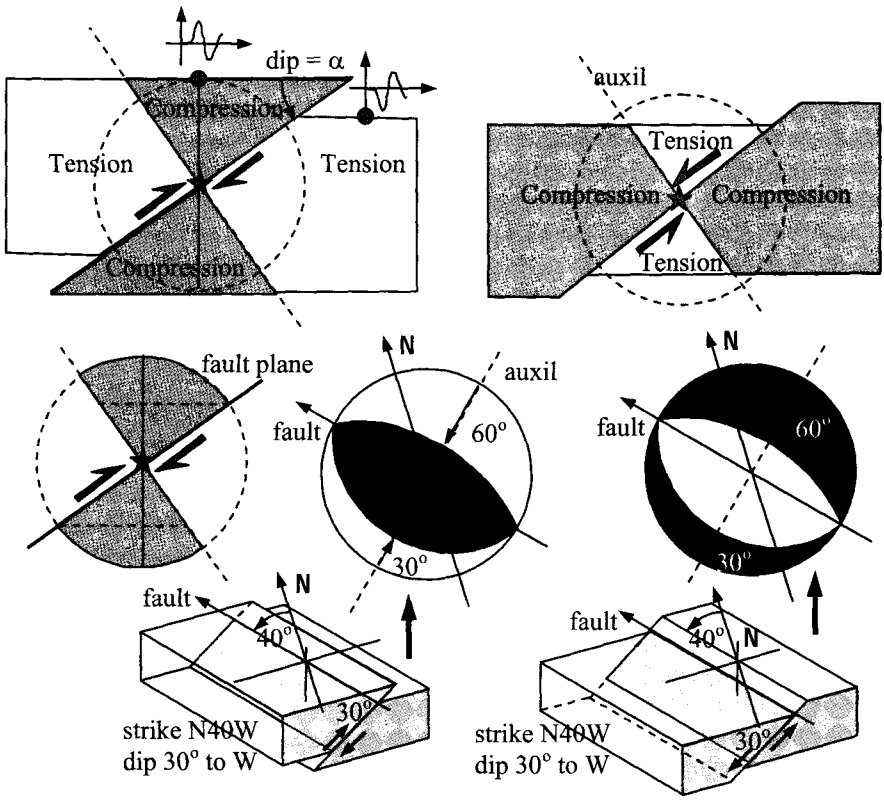
Pada Gambar 3.46.a) terjadi *normal fault* dengan *dip angle* 90° atau patahan yang arahnya vertikal kebawah. Setelah *auxiliary plane* ditentukan maka *dip angle* 90° dapat digambar pada sumbu/arah *auxiliary plane* seperti tampak pada gambar. Pada patahan *normal-fault* sisi kanan blok/massa tanah mengalami penurunan kebawan dan mendesak bagian bawahnya. Oleh karena itu bagian desak diblok penuh/digambar hitam. Pada mekanisme normal fault dengan sudut < 90, cara penggambarannya disatukan dalam bahasan *dip-slip*.

Pada mekanisme gempa *strike-slip* cara penggambarannya agak sedikit berbeda. Pertama yang dilakukan adalah menggambar arah paratah/sesar berdasarkan *strike angle* dan kemudian digambar *auxiliary plane*. Seberapa besar *dip agle* kemudian digambar pada *auxiliary plane* tersebut. Dengan memperhatikan arah-arah gerakan-slip maka bagian desak dapat ditentukan dan digambar hitam seperti yang tampak pada Gambar 3.46.b). Gambar 4.46.c) menyajikan mekanisme *strike-slip* yang sama hanya dengan *dip angle* yang berbeda.



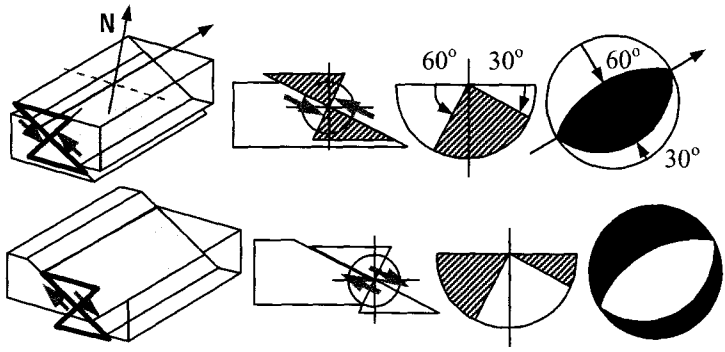
Gambar 3.47. Stereonet euntuk mekanisme *strike slip* dengan dip angle ≠ 90°.

Gambar 3.47) adalah contoh-contoh lain pada mekanisme gempa *strike slip* dengan *dip angle* ≠ 90°.Untuk mekanisme gempa *dip-slip* (*reverse* ataupun *normal fault*) maka penggambaran stereonet sedikit lebih kompleks lagi, yang tata-caranya dimulai dari ilustrasi pada Gambar 3.48). Sesuatu yang harus diperhatikan pertama kali adalah arah/orientasi *fault* dan segera digambar pada "*beachball*". Selanjutnya arah *auxiliary plane* yang tegak lurus *fault plane* segera dapat digambar. Langkah selanjutnya adalah memperhatikan orientasi *dip angle*, apakah mengarah pada *east* atau *west*. *Dip angle* tersebut kemudian dapat digambar pada *beachball* sesuai dengan arah *dip-slip*.

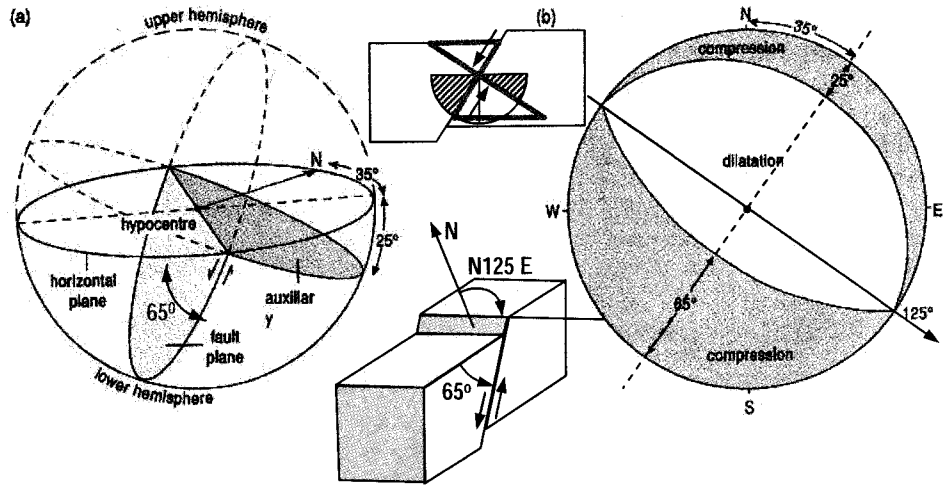


Gambar 3.48) Penggambaran sterionet untuk mekanisme gempa dip-slip

Untuk dapat menggambar *dip-angle* pada *auxiliary plane* maka prinsip seperti yang disajikan pada gambar 3.49) dapat dipakai. *Dip angle* yang digambar diukur dari garis datar sebagaimana yang tampak pada Gambar 3.49). Senada dengan cara sebelumnya pada bagian desak digambar/di blok hitam sedangkan bagian tarik digambar putih. *Beachball* atau gambar *stereonet* dipakai untuk menggambarkan mekanisme gempa seperti yang tampak pada Gambar 3.49). Dengan melihat gambar-gambar *beachball* tersebut mekanisme kejadian gempa dapat diketahui secara visual.



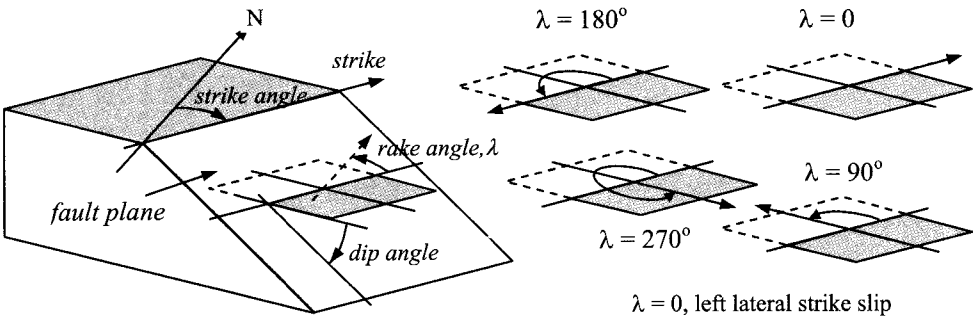
Gambar 3.49 Stereonet untul *strike slip focal mechanism*



Gambar 3.50 Representasi *Normal fault* pada stereonet (Google, 2009)

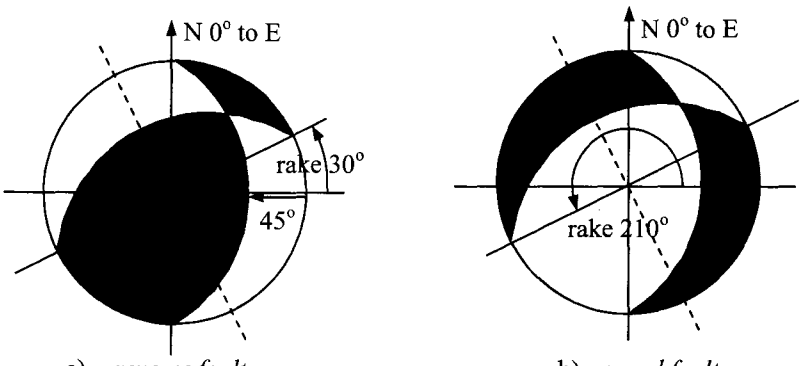
Untuk mempejelas mekanisme *dip-slip*, misalnya akan digambar *beachball* untuk Strike 125° to E, Dip 65° W maka langlah-langkahnya adalah :1) menggambar arah *fault* N 125° to E; 2) digambar *auxiliary plane* ; 3) digambar Dip 65° to W pada *auxiliary plane* dan 25° to E adalah bidang tegak lurusnya. Hasilnya adalah seperti yang tampak pada Gambar 3.50). Mengingat mekanisme gempa yang terjadi adalah *normal-fault*, maka bagian tengah digambar putih (tarik). Apabila yang terjadi adalah sebaliknya yaitu *reverse fault*, maka bagian tengah diarsir gelap atau hitam sebagai tanda bagian desak.

Untuk dapat menggambar *beachball* pada mekanisme gempa *oblique*, maka terlebih dahulu harus difahami tentang sudut *rake* yang secara visual ditunjukkan pada Gambar 3.51). Untuk memundahkan membayangkan *rake angle*, maka sudut diukur terhadap bidang datar yang digambar pada *fault-plane* seperti tampak pada Gambar 3.51).



λ = 0, left lateral strike slip
λ = 180°, right lateral strike slip
λ = 270°, normal fault
λ = 90°, reverse fault

Gambar 3.51. *Rake angle* pada *fault-plane*

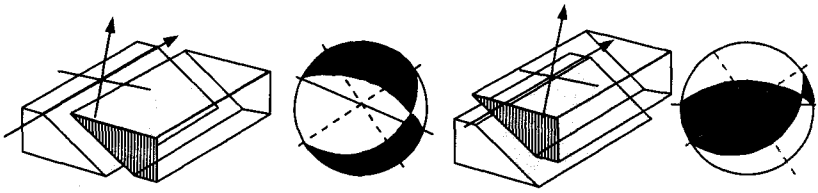


a) *reverse fault* b) *normal fault*

Gambar 3.52. *Beachball* pada mekanisme gempa *reverse* dan *normal fault*

Untuk menggambar *beachball* mekanisme gempa *dip-slip* baik untuk *reverse* dan *normal fault* maka selain memperhatikan prinsip-prinsip sebelumnya juga memperhatikan *rake-angle* seperti yang disajikan pada Gambar 3.51). Pada Gambar 3.52.a) dip 45° to E dapat digambar seperti biasanya yaitu pada *auxiliary plane*. Selanjutnya digambar *rake-ange* 30° dan seterusnya dapat digambar *auxiliary plane* untuk *rake-ange*. Berdasarkan *auxiliary plane rake-angle* tersebut maka dapat digambar bidang yang tegak lurus dip-angle 45°.

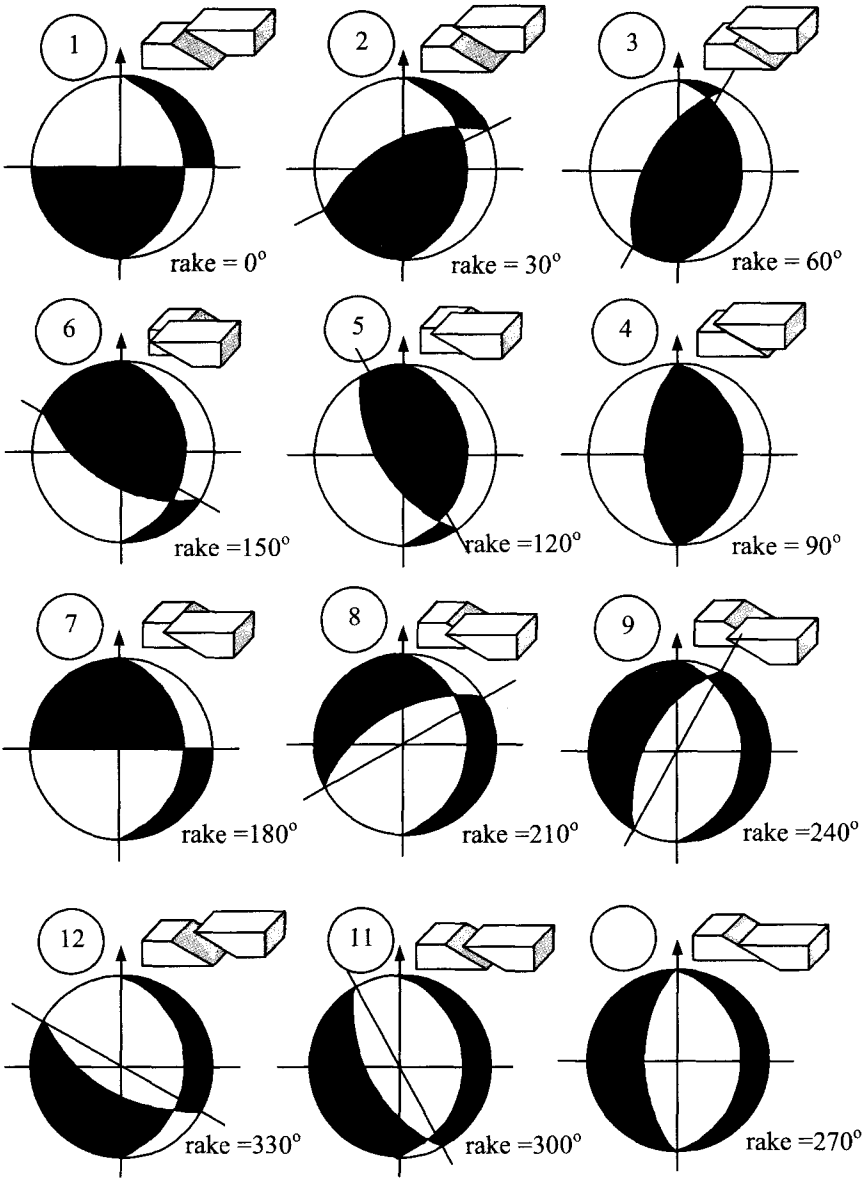
Pada gambar 3.52.b) disajikan *normal-fult* yamg mempunyai *rake-angle* 210°. Tata-cara pemggambarannya sama dengan mekanisme *reverse fault*. Dengan cara yang senada dapat digambar *beachball* untuk berbagai *rake-angle*, misalnya untuk N 40° to E dengan *dip-angle* 30° dan hasilnya disajikan pada Gambar 3.53).



Gambar 5.53. *Beachball* untuk *reverse* dan *normal fault* (Strike N 40° to E)

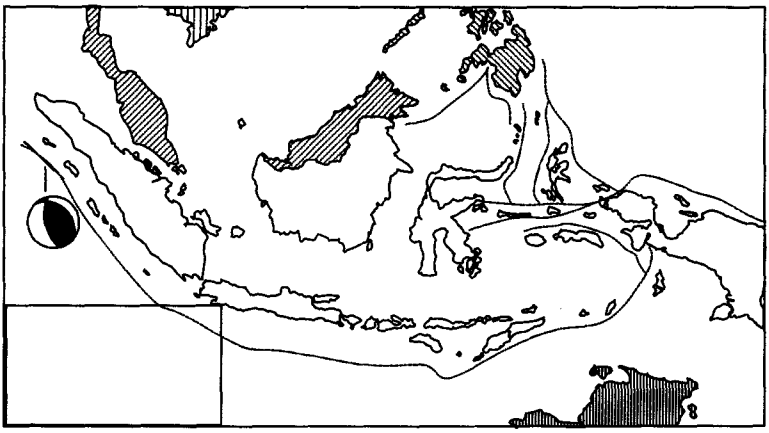
Dengan disajikannya makna *rake angle* sebagaimana disajikan pada Gambar 3.51), maka hal tersebut dapat dipakai untuk menggambar *beachballs* pada *oblique-fault* untuk berbagai nilai *rake angle*. Misalnya akan digambar *beach-balls* untuk strike N 0° to E dengan nilai dip 30° to E. *Rake angle* yang akan ditinjau adalah mulai dari *rake* = 0° sampai dengan *rake* = 330° dengan interval 30°. Hasil gambar *beach-balls* yang dimaksud adalah seperti yang disajikan pada Gambar 3.54).

Untuk memudahkan cara membayangkan mekanisme gempa yang terjadi maka pada Gambar 3.54) tersebut juga disertakan skets patahan yang diletakkan pada sisi kanan atas pada setiap *beach-ball*. Dengan mengikuti perubahan bentuk gambar *beach-ball* akibat *rake-angle* yang berubah/bertambah besar maka pemahaman terhadap mekanisme kejadian gempa oblique dapat difahami dengan relatif mudah.

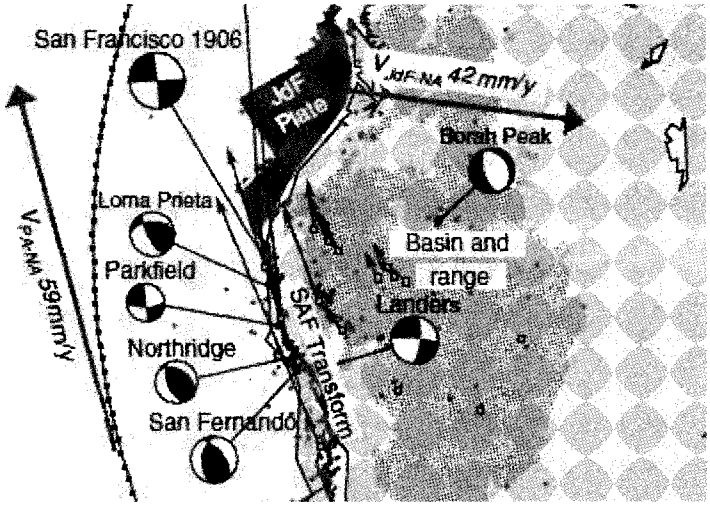


Gambar 3.54. *Beachball* untuk mekanisme *dip-slip* dengan berbagai nilai *rake-angle*

Gambar *beach ball* yang telah difahami dapat diaplikasikan secara riil pada mekanisme kejadian gempa, misalnya pada kejadian gempa Aceh 26 Desember 2004. Gempa Aceh 2004 yang mengakibatkan tsunami besar merupakan kombinasi antara *reverse dip-slip* dan *strike-slip* atau *reverse-oblique fault.* Dengan mekanisme kejadian gempa seperti itu maka gambar *beach ball* yang dituju adalah seperti yang tampak pada Gambar 3.55).



Gambar 3.55. Salah satu penerapan *beachball* untuk identifikasi mekanisme gempa



Gambar 3.56 Contoh *beachballs* gempa-gempa di California (Stein & Klosko,2002)

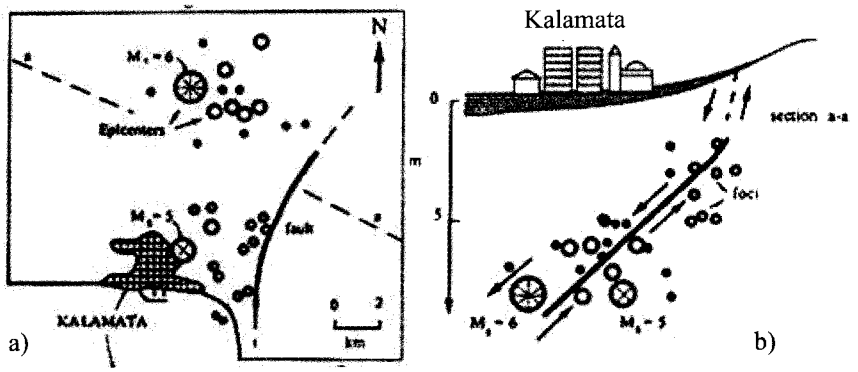
3.12 Sesar/patahan (*Fault Rupture*)

3.12.1 Pengertian dan Bentuk Alami Patahan (*Nature of Fault*)

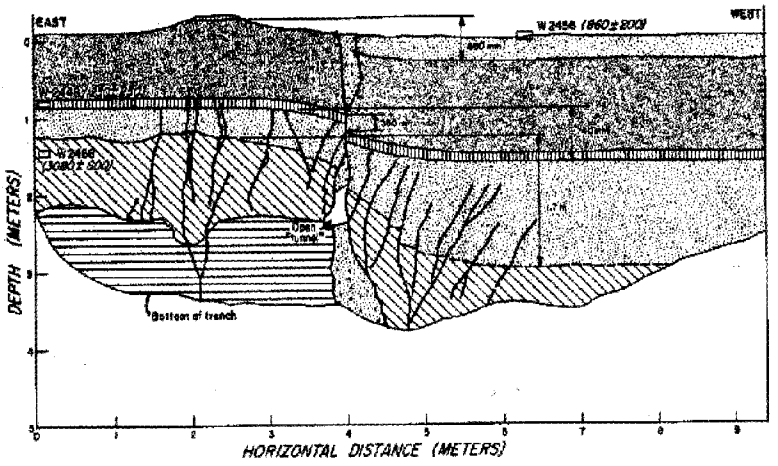
Sebagaimana telah disampaikan sebelumnya, suatu lapisan tanah/batuan dapat bergerak posisi satu relatif terhadap yang lain (peristiwa tektonik : *refers to rock deforming processes in the large section of earth lithosphere*). Pada skala yang lebih kecil, gerakan lapisan tanah/batuan tersebut adalah akibat dari peristiwa geologi. Peristiwa geologi yang paling sederhana adalah gerakan lapisan tanah/batuan akibat gaya gravitasi (*gravitational movement*). Pada peristiwa ini massa tanah/batuan cenderung bergerak turun sebagai akibat dari gaya gravitasi. Contoh-contoh yang ada di lapangan misalnya adalah longsornya suatu lereng atau bergeraknya massa debris. Pada lereng yang longsor akan terdapat bidang patah yang memisahkan massa tanah yang satu terhadap yang lain. Massa tanah yang

longsor tersebut karena kekuatan geser (*shear strength*) tanah tidak lagi mampu menahan tegangan geser akibat gaya gravitasi.

Pada skala yang lebih besar, bergeraknya massa tanah/batuan lebih banyak diakibatkan oleh akitivitas tektonik yang kemudian secara umum disebut gerakan lempeng tektonik. Tegangan yang dapat mengakibatkan patahan (*fault*) pada umumnya diakibatkan oleh pengaruh dua gaya yang saling berlawanan baik arah vertikal maupun horizontal. Apabila terjadi patahan/fault maka berarti telah terjadi *permanent shear displacement* antara dua blok massa tanah/batuan. *Permanent shear displacement* dapat kearah horisontal, vertikal maupun kombinasi diantaranya. Contoh patahan yang terjadi akibat gempa Kalamata, Yunani adalah seperti yang tampak pada Gambar 3.57).



Gambar 3.57 *Fault* Gempa Kalamata,1986, Yunani (Gazetas et al., 1990)



Gambar 3.58. Potongan *Fault* Gempa Berrego (1968), California (Bolt, 1978)

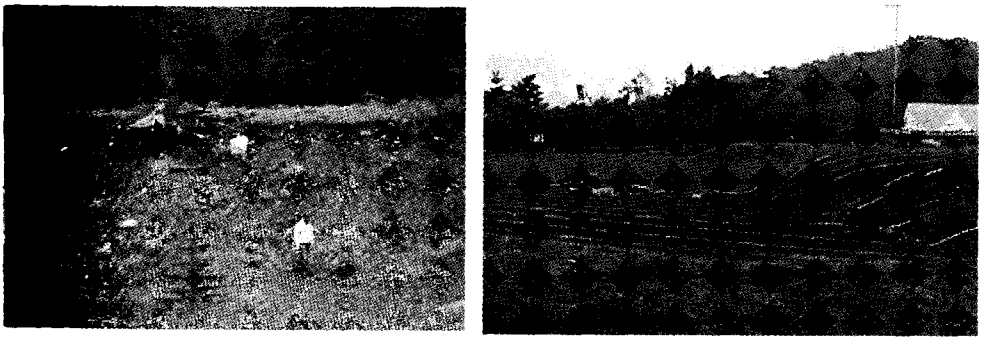
Pada Gambar 3.57) dan Gambar 3.58) tampak bahwa *fault* yang terjadi akibat gempa dapat terjadi dalam berbagai bentuk, ukuran dan orientasi. *Fault* dapat saja sampai permukaan tanah dapat saja hanya terjadi didalam tanah. Kalau Gambar 3.57) menyajikan *fault* secara umum, maka pada Gambar 3.58) adalah salah satu contoh potongan secara

lebih detail pada *slip-fault* gempa Berrego Mauntain (1968),Calofornia. Tampak jelas pada gambar bahwa potongan yang terjadi tidaklah lurus dan tunggal tetapi ada beberapa patahan walaupun tidak semuanya mencapai permukaan tanah. Apabila terjadi gempa berikutnya maka patahan-patahan tersebut akan bertambah banyak.

Gambar 3.59. *Fault* di Gempa Loma Prieta 1989 (Moriya, 1985)

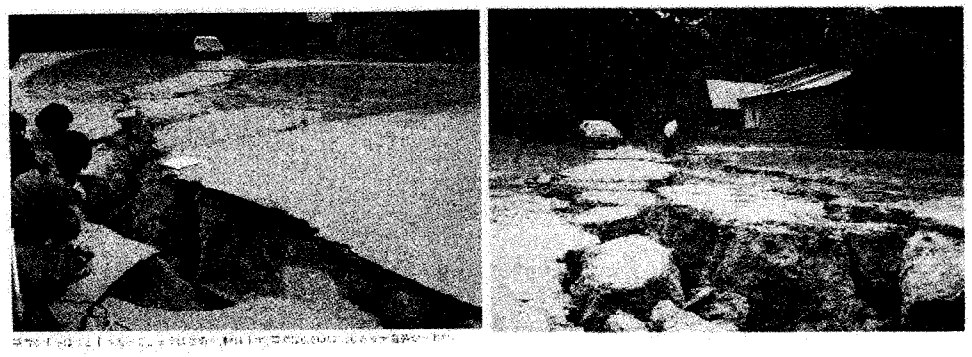
Gambar 3.59) adalah *fault* yang terjadi di gempa Loma Prieta 1989. Gambar sebelah kanan tampak bahwa selain *surface faulting* juga terjadi *permanent displacement* kearah vertikal. Ukuran *horizontal* dan *vertical surface displacement* kemudian dipakai sebagai parameter *Displacement* (D) pada hitungan *Moment magnitude* M_W (akan dibahas pada Bab mendatang). Contoh-contoh lain *surface displacement* adalah seperti yang tampak pada Gambar 3.60).

Gambar 3.60.a) adalah *fault* uang terjadi di gempa Montana (1999). Tampak bahwa patahan yang terjadi adalah patahan *Normal* (pada gambar, sisi bawah turun terhadap sisi atas) dengan ketinggian *surface drop* lebih dari 5 meter. Sedangkan Gambar 3.60.b) adalah *fault* pada gempa Taiwan 1999. Apabila dilihat secara seksama maka sisi kanan naik relatif terhadap sisi kiri dengan *dip-slip* (akan dijelaskan kemudian) yang relatif besar. Tampak pada gambar bahwa *surface upward* kira-kira lebih dari 2 meter. Dengan demikian *fault* yang terjadi adalah jenis *high angle reverse fault*.



Gambar 3.60. a) *Fault* gempa Montana, b) *Fault* gempa Taiwan [ ]

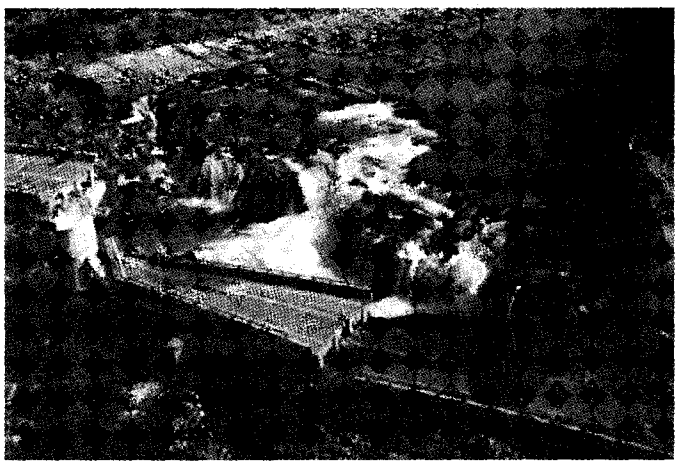
Gambar 3.61) adalah *surface faulting* yang terjadi pada gempa Loma Prieta (1989). Tampak bahwa *surface faulting* yang terjadi cukup lebar, sehingga orang dapat masuk didalamanya. Lebar *surface faulting* tersebut tampaknya antara 60 –70 cm. *Surface faulting* yang laian adalah seperti yang tampak pada Gambar 3.62). Gambar 3.62) senada dengan gambar-gambar sebelumnya bahwa *surface faulting* dapat bervariasi baik panjang, lebar dan mungkin kedalamannya. Untuk keperluan akademik agar mudah difahami, maka *surface faulting* tersebut umumnya dimodel secara ideal. Model-model patahan tersebut adalah seperti yang disajikan pada Butir 3.12.2.



Gambar 3.61 *Surface faulting* Gempa Loma Prieta (Moriya, 1985)

Gambar 3.62 *Surface faulting* pada gempa Izmit, Turkey (1999)

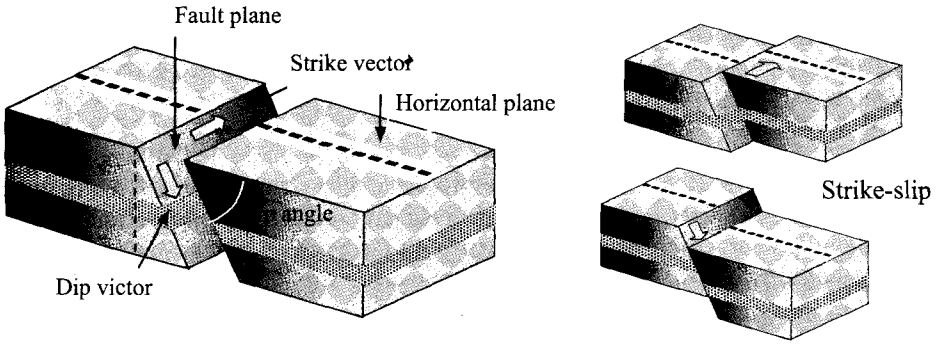
Kerusakan bangunan akibat aktivitas *fault rupture* akibat gempa telah disampiakan oleh banyak peneliti. Kerusakan bangunan jembatan seperti yang tampak pada Gambar 3.63) akibat gempa Taiwan (1999) telah dirujuk oleh Idriss (2007). Tampak pada gambar bahwa muka dasar sungai telah mengalami *dislocation* disepanjang *fault rupture* untuk 1 – beberapa meter. Pada kondisi tersebut jelas bangunan buatan manusia akan mengalami kerusakan . Kerusakan bangunan di tempat *fault rupture* juga tidak hanya terjadi pada bangunan jembatan tetapi juga pada bangunan gedung. Bangunan gedung tidak akan mampu bertahan apabila tanah dasar mengalami dislokasi puluhan bahkan ratusan sentimeter.



Gambar 3.63. Kerusakan jembatan akibat *fault* di gempa Taiwan (Idriss,2007)

3.12.2 Pemodelan Patahan (*Fault Models*)

Patahan seperti dibahas di atas mempunyai bentuk bidang patah yang sangat tidak beraturan. Secara sederhana patahan tersebut dapat dimodel sehingga dapat difahami secara mudah. Secara umum patahan mempunyai karakteristik fisik yaitu panjang, dalam dan lebar patahan (*displacement*). Panjang patahan dapat beberapa meter sampai ratusan kilometer, sedangkan dalam patahan umumnya kuran dari 20-30 km. Lebar patahan dapat beberapa sampai puluhan meter (20 meter).



Gambar 3.64 Geometri dan Notasi *Fault Model*

Selain itu, terhadap bidang horisontal suatu patahan juga menpunyai sudut orientasi, mulai dari sudut yang relatif kecil sampai mendekati 90°. Disamping sudut patahan (*dip-*) maka patahan juga mempunyai arah-slip, apakan slip secara mendatar, slip kebawah, slip keatas atau kombinasi diantaranya. Oleh karena itu beberapa hal tentang patahan tersebut perlu dimodel. Geometri dan notasi model patahan misalnya adalah seperti yang tampak pada Gambar 3.64). Pada Gambar 3.64) tampak bahwa sudut patahan dapat relatif kecil maupun mendekati 90°. *Dip angle* dan arah *displacement* antara blok satu dengan yang lain akan mempengaruhi jenis patahan. Secara umum patahan/fault dapat dikategorikan seperti yang tampak pada Tabel 3.4.

Tabel 3.4 Kategorisasi fault

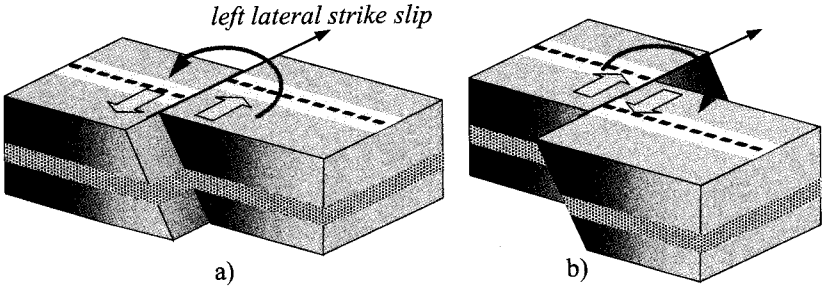
Fault	*Slip Type*	*Stress*	*Fault type/Model*
Faults	*Strike slip*	*Shear*	*Right lateral fault*
			Left lateral fault
	Dip slip	*Compression*	*Reverse fault*
			Trust fault
		Tension	*Normal fault*
	Dip-strike slip	*Combination*	

3.13 Macam-Macam *Fault Model*

3.13.1 *Strike Slip Faults*

Strike slip adalah patahan/*fault* yangmana massa batuan menggeser secara horisontal atau patahan yang searah dengan *strike vector*. Patahan ini terjadi akibat dua lempeng tektonik atau dua massa batuan yang bergerak horisontal secara berlawanan. Patahan jenis ini kemudian disebut *Strike-Slip Fault* (SSF). San Andreas fault (USA), North Anatolian *fault* (Turkey), Great Sumatra *fault* maupun Sorong *fault* adalah beberapa contoh SSF. Kramer (1996) mengatakan bahwa *Dip-slip* SSF ini umumnya hampir tegak lurus dan mengakibatkan kekuatan geser yang sangat besar.

Gambar 3.65.a) menunjukkan *left lateral fault* (putaran kekiri) sedangkan Gambar 3.65.b) menunjukkan *right lateral fault* (putaran kekanan).Werner (1976) memberikan contoh bahwa gempa Kern County (1952) merupakan gempa akibat *left lateral movement* sedangkan gempa California (1906) merupakan gema *right lateral movement*. Sedangkan di Indonesia, Soehaimi (1989) mengatakan bahwa kebanyakan sesar *di Great Sumatra fault* merupakan *right lateral movement*. Sedangkan *left lateral fault* misalnya dijumpai di sesar Lembang, Bandung (Kertapati, 1985). Menurut Abidin et al.(2009), gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 merupakan *right lateral fault* dengan panjang dan lebar *rupture* masing-masing diestimasikan sebesar 18 km dan 10 km, *strike* 48°(sudut *fault rupture* diukur dari arah utara) , *dip angle* 89°, *strike slip* sepanjang 0,80 m dan *dip slip* -0,26 m.

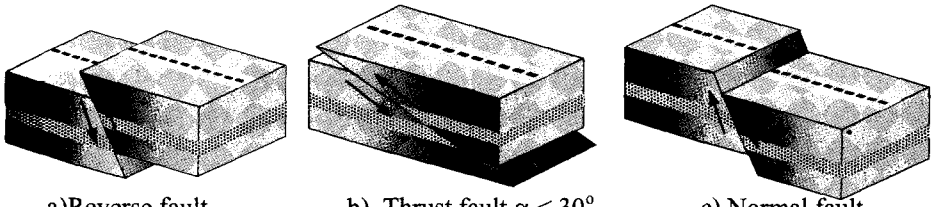


Gambar 3.65. *Left* dan *Right lateral fault*

3.13.2 *Dip-Slip Faults*

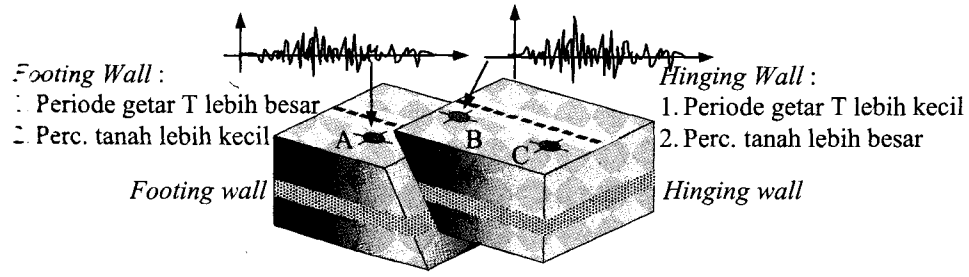
Apabila *strike –slip*, slipnya massa batuan searah dengan *strike vector* (mendatar), maka pada *dip-slip*, slipnya massa batuan akan searah denga *dip vector* (slip ke atas/ke bawah). Slip jenis ini dikategorikan menjadi dua hal pokok yaitu slip akibat gaya desak (*compression stress*) dan slip akibat gaya tarik (*tension stress*). Slip akibat gaya desak dibagi menjadi dua yaitu *reverse fault* (RF) dan *thrust fault* (TF). *Reverse fault* apabila *dip-angle* yang terjadi cukup besar sedangkan *thrust fault* apabila *dip-angle* relatif kecil, keduanya kadang-kadang disebut *move up*. Sedangkan patahan akibat gaya tarik disebut *normal fault* (NF) atau *move down* (Lihat Gambar 3.68)

Werner (1976) mengatakan bahwa *high dip-angle reverse fault* misalnya telah terjadi pada gempa San Fernando (1971), sedangkan *thrust fault* (*low dip-angle*) terjadi pada gempa Alaska (1964). Sedangkan Ghahraman dan Gazetas (1992) melaporkan bahwa *high angle reverse fault* (dip-angle antara $50^o - 70^o$) juga telah terjadi pada gempa Armenia 1988. Pada pembahasan atenuasi di depan akan diketahui bahwa macam-macam mekanisme patahan ini akan berpengaruh terhadap atenuasi respon tanah (percepatan, kecepatan dan simpangan tanah akibat gempa).



Gambar 3.66. *Reverse, Thrust* dan *Normal Faults*

Gambar 3.66.a) adalah *high-angle dip-slip* yang juga disebut *reverse fault* (RF) seperti dikatakan sebelumnya. Sedangkan Gambar 3.66.b) adalah *low-angle dip-slip* yang akan diakibatkan oleh *thrust fault* (TF). Ada yang berpendapat bahwa *thrust fault* ini umumnya mempunyai *dip-angle* < 15°. *Normal fault* (NF) adalah patahan akibat tegangan tarik seperti yang disajikan pada Gambar 3.66.c).

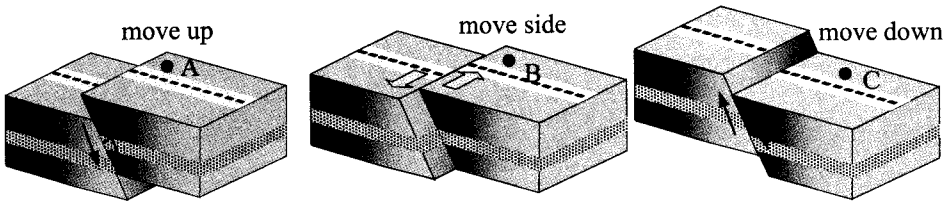


Gambar 3.67. Percepatan tanah disekitar *reverse fault*

Terdapat istilah yang perlu diperhatikan pada *reverse* maupun *trust fault*, bahwa blok bagian atas kemudian disebut *hinging wall* dan balok bagian bawah *disebit footing wall.* Penelitian tentang karakteristik gerakan tanah pada *hinging* dan *footing walls* telah banyak dilakukan. Ghahraman dan Gazetas (1992) menyebutkan beberapa peneliti misalnya Brune

(1976), Campbell (1981), McGarr (1984) serta atenuasi Abrahamson dan Silva (1997) menunjukkan bahwa percepatan tanah di *hinging wall* cenderung lebih besar daripada di *footing wall*. Abraham dan Somerville (1996) dalam Somerville (1998) mengatakan hal yang sama dan menambahkan bahwa periode getar (T) tanah di *hinging wall* lebih kecil daripada T di *footing wall*. Dengan demikian getaran tanah di *hinging wall* cenerung frekuensi tinggi dengan percepatan yang cukup besar. Hal tersebut telah dibuktikan di lapangan pada gempa Armenia, 1988 bahwa kerusakan bangunan *masonry structures* (relatif kaku) dibagian *hinging wall* cenderung lebih besar daripada kerusakan bangunan di *footing wall*. Ilustrasi kejadian tersebut di atas adalah seperti pada Gambar 3.67).

Somerville (1998) mengatakan bahwa percepatan tanah dikategorikan di A (*footing wall* dekat *fault*) di B (*hinging wall*) dan di C (*footing wall*). Percepatan tanah terbesar terjadi di A, kemudian B dan paling kecil adalah di C. Rasio percepatan tanah relatif terhadap di C berkisar antara 1,2 – 1,45 pada jarak (A atau B) antara 6 – 22 km untuk T = 0 – 0,6 dt. Dengan demikian faktor tersebut dipengaruhi oleh dua hal utama yaitu jaraknya terhadap *fault* dan periode getar tanah T. Faktor tersebut akan mengecil pada periode getar T dan jarak yang semakin besar

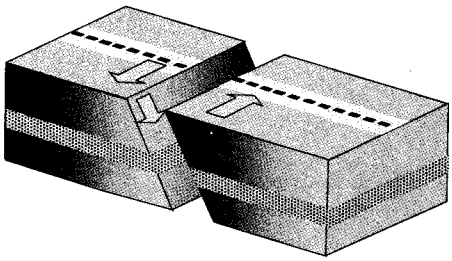


Gambar 3.68 *Faults* : a) *reverse fault*, b) *stike-slip fault* dan c) *normal fault*

Beberapa peneliti telah juga mengidentifikasi percepatan tanah di *reverse fault* (RF), *stike slip fault* (SF) dan *normal fault* (NF), sebagimana ditunjukkan di A, B dan C di Gambar 3.68). Campbell (1981) meneliti dan membandingkan antara percepatan tanah di *reverse fault* (RF) dan *slip fault* (SF). Hasil penelitiannya menunjukkan bahwa percepatan tanah di *reverse fault* (RF) 17 – 28 % lebih besar daripada percepatan tanah di *slip fault* (SF). Atenuasi Joyner & Boore (1997) dan Idriss (2002) berturut-turur menunjukkan percepatan tanah pada *reverse fault* 14 % dan 37 % lebih besar daripada di *strike slip*. Dowrick (1992) juga meneliti hubungan antara percepatan tanah di *reverse fault* (RF) dengan di *normal fault* (NF). Hasil penelitiannya menunjukkan bahwa percepatan tanah akibat *reverse fault* (RF) berkisar 22 – 41 % lebih besar daripada percepatan tanah di *normal fault* (NF). Somerville (1998) juga mengatakan bahwa percepatan tanah akibat *slip-fault* (SF) puluhan persen lebih besar daripada *normal fault* (NF). Dengan demikian percepatan tanah akibat *normal fault* (NF) berkemungkinan paling kecil dibanding dengan yang lain.

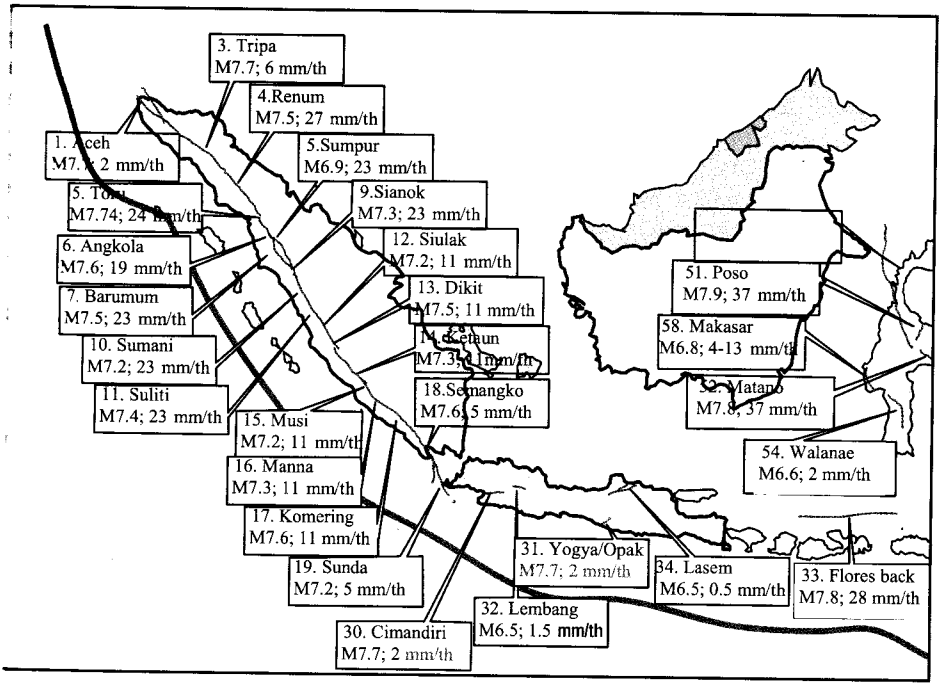
3.13.3 *Dip-Strike Slip Fault*

Fault jenis ini merupakan kombinasi antara *strike –slip fault* dengan *dip-slip fault*. Patahan kombinasi ini umumnya disebut *oblique fault (OF)*. Kenyataan di lapangan menunjukan bahwa suatu fault kadang-kadang tidak murni satu jenis tetapi dapat kombinasi diantaranya. Kombinasi itu misalnya *antara normal fault* dengan *strike slip fault* seperti yang tampak pada Gambar 3.69).



Gambar 3.69. *Oblique fault model*

Selanjutnya patahan juga dapat dikategorikan menjadi patahan tunggal maupun patahan majemuk, patahan aktif maupun non-aktif patahan kelihatan maupun tidak kelihatan (misalnya patahan akibat gempa Northridge, 1994). Patahan tidak aktif adalah patahan yang sudah tidak tumbuh/berkembang atau patahan yang sudah stabil/mati. Sedangkan patahan aktif adalah patahan yang masih tumbuh/mungkin tumbuh. Patahan tipe kedua inilah yang perlu diwaspadai karena dapat menimbulkan tanah longsor bahkan dapat menimbulkan gempa bumi.



Gambar 3.70 Sumber gempa *faults* (Asrurifak, 2010)

Suatu gempa baru dapat saja memperpanjang/ memperbesar patahan yang lama atau juga menimbulkan patahan baru. Patahan akibat gempa kadang-kadang tidak terjadi serentak saat gempa utama terjadi (*main shock*) tetapi terjadi juga saat terjadinya gempa susulan (*after shock*). Berkaitan dengan patahan, maka Werner (1976) mengatakan bahwa

bentuk/ukuran patahan akan dipengaruhi oleh magnitudo gempa. Magnitudo gempa yang relatif kecil misalnya M < 6, maka panjang patahan umumnya hampir sama dengan kedalaman patahan, walaupun satu-dua ada pengecualiannya. Semakin besar magnitudo gempa, maka patahan yang terjadi akan semakin panjang. Pada kondisi tersebut panjang patahan akan jauh melebihi dalamnya patahan.

3.13.4 Sumber gempa *Faults di Indonesia*

Salah satu contoh sumber gempa yang berupa *faults* yang sangat penting untuk *Probabilistic Seismic Hazards Analysis* adalah seperti pada Gambar 3.70 (Asrurifak, 2010). Data yang diperlukan untuk keperluan PSHA adalah koordinat ujung-ujung *fault*, sudut patahan (*dip-slip*), laju gerakan patahan (*slip-rate*) dan nilai maksimum magnitudo M_W gempa yang mungkin terjadi. Walaupun estimasi nilai maksimum magnitudo gempa MW sudah dapat dilakukan, tetapi gempa-gempa yang akan terjadi mendatang belum tentu langsung mencapai maksimum. Oleh karena itu dalam PSHA dilakukan simulasi mulai dari magnitudo gempa minimum yang dikehendaki sampai kemungkinan magnitude maksimum.

3.14 *Stress Drop*

Tegangan dan regangan yang terjadi pada batuan akan terus terakumulasi sebelum pada akhirnya terjadi gempa. Pecahnya batuan adalah akibat dari terlampauinya tegangan batas batuan oleh adanya gaya desak, tarik maupun geser antar massa batuan. Pada saat terjadi gempa maka sejumlah energi gempa akan dilepaskan (*released energy*) sehingga terbentuk keseimbangan baru. Dengan demikian akan terjadi penurunan tegangan batuan dari sebelum dan sesudah gempa. Penurunan tegangan tersebut umumnya disebut *stress drop*.

Stress drop yang dimaksud dapat berupa *static stress drop* maupun *dynamic stress drop*. *Static stress drop* adalah selisih tegangan teoritik sebelum dan sesudah gempa apabila kedua tegangan tersebut dapat ditentukan secara pasti. Sementara itu *dynamic stress drop* sulit untuk didefinisikan karena *release energy* akibat gempa tidaklah langsung berhenti tetapi fungsi dari waktu, sehingga *stress drop* bermakna dinamis.

Pada *static stress drop*, apabila tegangan geser sebelum terjadi gempa sebesar τ_1 dan setelah terjadi gempa dan membentuk keseimbangan dengan tegangan geser sebesar τ_2, maka telah terjadi stress drop sebesar $\tau_1 - \tau_2$. Para ahli mengatakan *stress drop* berkaitan dengan energi gempa yang dilepaskan. Semakin besar *stress drop* maka energi gelombang gempa yang dilepaskan akan semakin besar. Hal ini sekaligus akan semakin besar magnitudo gempa dan akibat-akibat yang ditimbulkan. Di bab mendatang akan disampaikan beberapa rumus/formula tentang *stress drop* yang dimaksud.

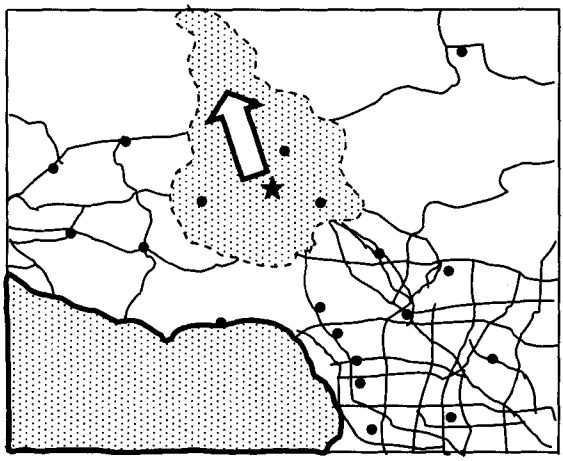
3.15 *Directility*

Directivity adalah arah rambatan pecahnya batuan (*fault rupturing direction*) saat terjadi gempa yang dimulai dari fokus menuju arah tertentu. Dalam kalimat yang lain juga dapat dikatakan bahwa *directivity* adalah terfokusnya arah rambatan energi sepanjang patahan yang dimulai dari episenter. Bahasan ini akan menyangkut pada *epicentre misleading* seperti yang disampaikan sebelumnya bahwa energi gempa akan merambat secara merata kesegala arah secara radial.

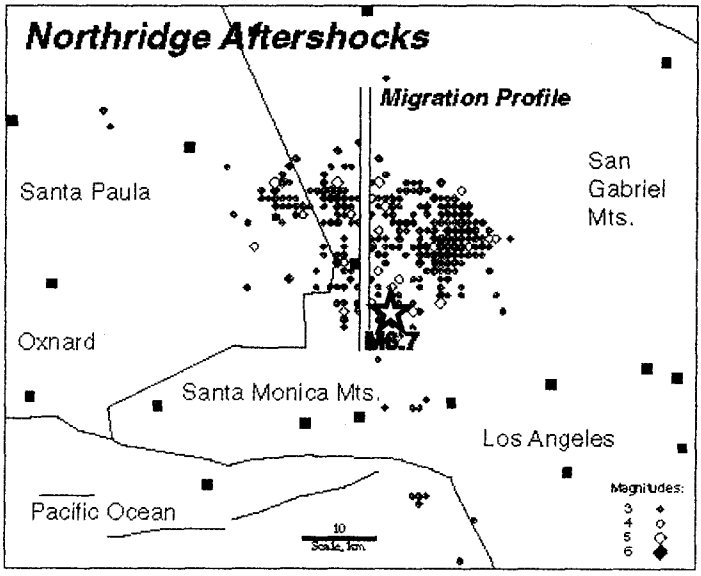
Selanjutnya juga sudah dipercayai bahwa kerusakan bangunan terbesar selalu terjadi di episenter. Juga sudah berkembang bahwa energi gempa akan menyebar/meluas secara merata/melingkar dengan jari-jari R. Hal ini terlihat di banyak persamaan atenuasi.

yangmana respon tanah akibat gempa di radius tertentu akan berkurang menurut jaraknya terhadap episenter (R).

Kejadian yang sesunggunya tidaklah selalu demikian, karena arah rambatan energi gempa utamanya dipengaruhi oleh magnitudo gempa. Pada bahasan sebelumnya disampaikan bahwa magnitudo gempa akan dipengaruhi terhadap panjang *rupture*. Gempa yang besar adalah akibat dari patahan/*rupture* yang panjang dan dalam/lebar. Mengingat patahan/*rupture* yang terjadi dapat sangat panjang (dapat beberapa ratusan kilometer), maka hal tersebut akan berpengaruh terhadap pola rambatan energi gempa. Energi gempa akan banyak merambat atau terfokus kearah panjang patahan, dan pada arah inilah kerusakan akan lebih banyak terjadi.



Gambar 3.71 *Directivity* gempa Northridge (1994)



Gambar 3.72. *Aftershock* gempa Northridge [ ]

Gambar 3.71) adalah gambar yang dapat menunjukkan *directivity* gempa Northridge sebagaimana ditunjukkan oleh arah panah. Hal tersebut juga diperkuat adanya arah kejadian *aftershock* relatif terhadap *mainshock* sebagaimana ditunjukkan oleh tanda bintang di Gambar 3.72). Hubungannnya dengan hal tersebut, Hu dkk (1996) menyatakan bahwa atenuasi pada arah memanjang patahan akan berbeda dengan arah tegak lurus patahan. Respon tanah/kerusakan struktur akan beratenuasi lebih cepat di arah tegak lurus patahan daripada arah memanjang patahan. Secara rinci hal tersebut akan dibahas di bab mendatang.

3.16 Hubungan Lokasi Gempa Bumi dengan Geometri Lempeng Tektonik

Sampai sekarang di negara-negara tertentu seperti Amerika Serikat, Jepang, China, dan negara yang lain sudah mempunyai jaringan stasiun pencatat gempa baik aselelograp maupun seismograp. Dengan demikian apabila terjadi gempa dimanapun alat-alat pencatat gempa tersebut dapa mendeteksinya. Press dan Siever (1975) mengatakan bahwa mulai dari 1961 sampai 1967 tidak kurang dari 30 000 gempa bumi telah terdeteksi berikut letak episenternya. Hu dkk (1996) mengatakan bahwa sekarang ini lebih dari 1000 gempa bumi dengan M > 5.0 dimanapun letaknya di dunia ini telah terdeteksi oleh pencatat gempa dalam setahun.

Setelah episenter gempa-gempa tersebut diplot dalam peta maka tampak jelas bahwa episenter gempa-gempa tersebut tepat berimpit/berada pada perbatasan dua lempeng tektonik (*plate boundaries*) yang saling beradu (*convergent*). Keterkaitan antara geometri lempeng tektonik dengan kejadian gempa tersebut dapat dilihat dengan membandingkan antara Gambar 3.73) dengan Gambar 3.74). Gambar 3.73) menunjukan geometri, arah gerakan sekaligus kecepatan gerakan lempeng tektonik (Press dan Seiver, 1978). Sedangkan Gambar 3.74) adalah episenter-episebter gempa.

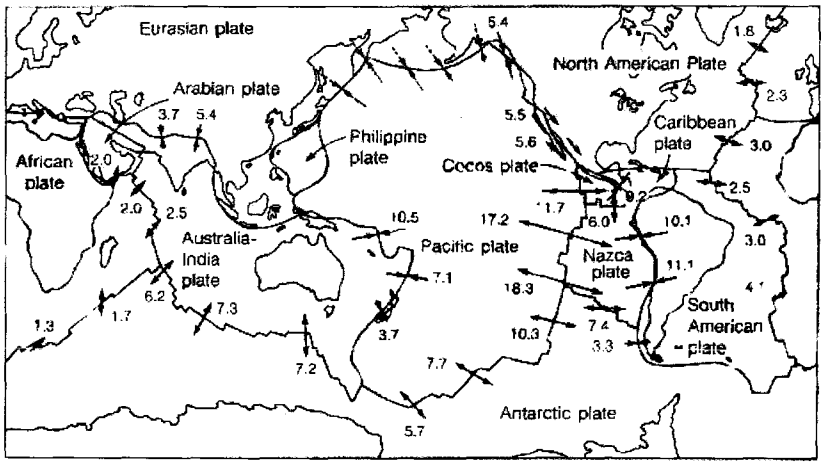
Tampak pada kedua gambar tersebut bahwa, kejadian gempa lebih banyak terjadi pada perbatasan antara 2-lempeng tektonik yang saling *convergent* (*subduction* maupun *collision*). Menurut Gambar 3.74) tersebut ternyata gempa yang terjadi di dunia ini mengelompok pada tempat-tempat tertentu memanjang menelusuri perbatasan antara dua lempeng tektonik yang umumnya disebut sabuk-gempa (*earthquake belt*).

Sabuk gempa tersebut umumnya dikelompokkan menjadi :

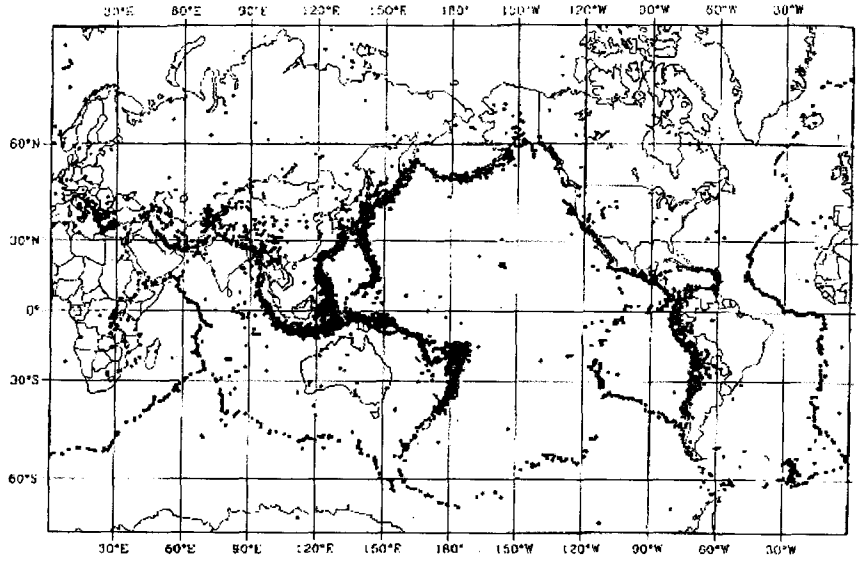
a. Sabuk gempa Sirkum Pasifik meliputi mulai dari pantai barat Amerika Selatan, pantai selatan Amerika Tengah, pantai barat Amerika Serikat, Kepulauan Aleutian (sebelah barat Alaska), Kepulauan Jepang, Philippines, utara Irian Jaya, Kepulauan Fiji, sampai ke New Zealand.
b. Sabuk gempa Eurasian, yaitu mulai dari Nusa Tenggara, selatan Pulau Jawa, pantai barat Sumatera terus melewati pegunungan Himalaya, Iran, Turki, Yunani. Yugoslavia, dan Italia.
c. Sabuk gempa China yang melintasi tengah-tengah China.
d. Sabuk gempa di tengah Samudera Pasifik.

Hu dkk. (1996) mengatakan bahwa hampir 75 persen gempa dunia terjadi di sabuk gempa Sirkum Pasifik, kurang lebih 22 persen gempa terjadi di sabuk gempa Eurasia, dan hanya kira-kira 3 persen gempa tersebar pada daerah yang lain. Baik sabuk gempa Sirkum Pasifik maupun Eurasian merupakan daerah *subduction* (dua lempeng tektonik saling bertumbukan dimana lempeng yang satu menyusup di bawah lempeng tektonik yang lain). Dengan demikian sebagian besar gempa bumi terjadi pada *plate boundaries* yang bergerak secara konvergen (saling menuju). Selanjutnya seperti tampak pada Gambar 3.4) gempa

dengan episenter yang lebih dalam terjadi relatif agak jauh dengan perbatasan antara dua lempeng tektonik.



Gambar 3.73 Konfigurasi dan arah gerakan lempeng tektonik (Press & Siever, 1978)

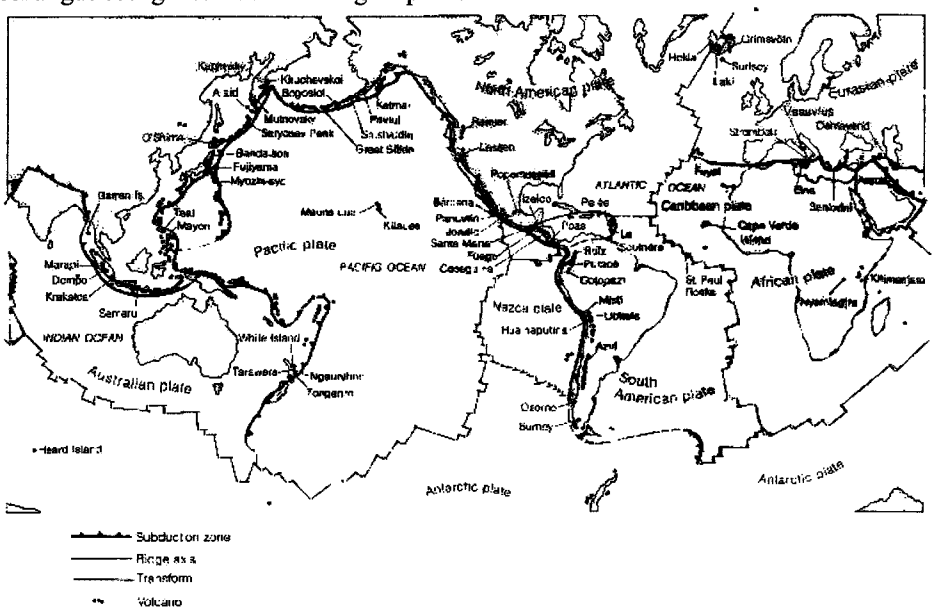


Gambar 3.74 Episenter gempa Tektonik Dunia (Bolt,1995)

3.17 Hubungan Aktivitas Vulkanik dengan Geometri Lempeng Tektonik

Aktivitas vulkanik yang dapat menimbulkan gempa vulkanik juga ada hubungannya dengan lempeng tektonik. Peristiwa terbentuknya lempeng tektonik menandakan bahwa pada lapis *lithospere* terdapat bagian-bagian tertentu yang relatif lemah. Sebagaimana bentuk lempeng tektonik sekarang (Pasific *plate*, Australian *plate*, Eurasian plate, etc.) pecahan lapis *lithospere* tersebut tidak lurus-lurus tetapi tidak beraturan. Disekitar perbatasan plat-lempeng tektonik tersebut merupakan daerah yang relatif lemah dan terdapat beberapa rekahan/patahan yang relatif mudah ditembus oleh gerakan magma.

Sumber magma itu sendiri sempat menjadi perdebatan oleh para ahli geologi dengan pertanyaan dari mana magma tersebut bersumber. Ahli geologi kemudian yakin bahwa lapis asthenosphere adalah sumber utama magma panas (Press dan Siever, 1975). Lapis *asthenosphere* merupakan lapis semi-leleh (*partially molten*) yang berada pada kedalaman 75 sampai 250 km di bawah permukaan tanah. Pada kedalaman tersebut suhu sudah mencapai lebih dari 1100° Celcius yaitu suhu yang setara dengan magma panas yang keluar dari letusan gunung berapi. Suhu magma panas tersebut juga terjadi karena adanya tumbukan (*collisions*) antara dua lempeng tektonik. Tempat tumbukan pada kedalaman 100 km dari permukaan suhu dapat mencapa 1500° C yaitu suhu lelehnya batuan. Hal ini sekaligus sebagai sumber lain magma panas.



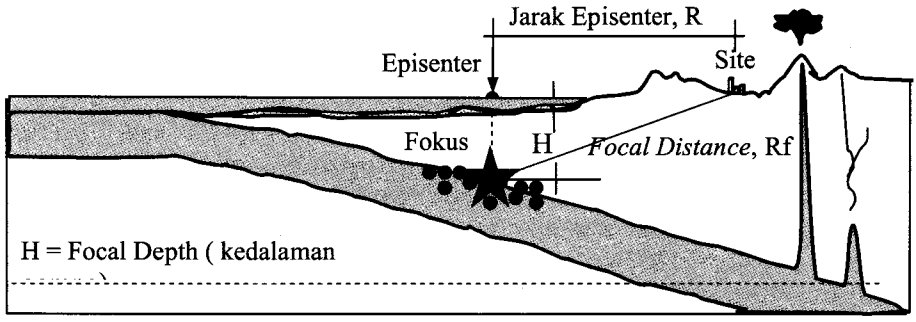
Gambar 3.75 Hubungan geometri lempeng tektonik dengan kegiatan Vulkanik

Menurut Press dan Siever (1975) diantara 500 – 600 gunung berapi aktif tidak terdistribusi secara random diseluruh tempat di dunia ini. Pada kenyataannya gunung-gunung berapi tersebut terjadi secara berderet menelusuri kanan-kiri perbatasan dua lempeng tektonik (*plate boundaries*) yang saling bertumbukan. Oleh karena itu gunung berapi seperti pada Gambar 3.75) banyak terjadi di sepanjang Sabuk Pasifik (*Pacific Belt*) dan Sabuk Eurasian (*Eurasian Belt*).

Hal ini terjadi karena sebelah kanan-kiri perbatasan lempeng tektonik banyak patahan baik akibat tumbukan antara dua lempeng tektonik maupun patahan akibat lemahnya lapis *lithosphere* disekitar perbatasan lempeng tektonik (*plate boundaries*). Dengan banyaknya patahan kecil-kecil disekitar *plate boundaries* tersebut maka memungkinkan mudahnya gerakan magma panas untuk mencapai permukaan tanah yang membentuk gunung-gunung berapi. Sebagaimana gempa bumi, maka kegiatan vulkanik sangat berkaitan erat dengan lokasi perbatasan plat-lempeng tektonik (*plate boundaries*).

3.18 Pusat Gempa (Fokus), Jarak Episenter dan Kedalaman Fokus

Sebagaimana penjelasan sebelumnya bahwa akibat adanya gerakan massa batuan/tanah/lempeng tektonik saling bertumbukan, saling menggeser dan saling tarik akan menimbulkan tegangan maupun regangan pada batuan. Batuan kerak bumi adalah batuan yang getas (*brittle*) dan tidak homogen/merata kekuatannya. Ditempat-tempat tertentu ada yang relatif kuat dan ada yang relatif lemah. Ditempat batuan yang relatif lemah itulah berkemungkinan tegangan batuan akan terlampaui, sehingga terjadi pecah/retak. Tempat di mana batuan mulai pecah/rusaknya itu dinamakan *focus/hypocenter*. Fokus gempa umumnya berada di bawah muka tanah dengan kedalaman tertentu. Sedangkan tempat dipermukaan tanah yang merupakan proyeksi vertikal di atas fokus disebut episenter.



Gambar 3.76 Fokus dan contoh tampang tentang pusat gempa

Bolt (1975) mengatakan bahwa sebagian besar gempa yang terjadi di daerah *subduction* merupakan gempa dangkal yaitu gempa bumi dengan kedalaman fokus kurang dari 70 km. Daerah California USA misalnya adalah daerah yang sangat rawan gempa bumi karena selain berdekatan dengan *subduction*, gempa yang terjadi umumnya adalah gempa dangkal. Gempa menengah adalah gempa bumi dengan kedalaman fokus antara 70 – 300 km yang biasanya fokus gempa-gempa tersebut sedikit menjauhi *subduction line* pada arah lempeng tektonik yang menyusup di bawah lempeng tektonik yang lain (garis pertemuan antara dua lempeng tektonik yang saling bertumbukan). Hal ini terjadi sesuai dengan Gambar 3.76). Sedangkan gempa yang mempunyai kedalaman fokus lebih dari 300 km umumnya dinamakan gempa dalam.

Jarak dari episenter sampai dengan stasiun pencatat gempa umumnya dinamakan jarak episenter. Lebih lanjut Bolt (1975) mengatakan bahwa memprediksi kedalaman fokus secara umum tidak seakurat menetapkan episenter. Usaha untuk memprediksi kedalaman fokus yang lebih akurat memang diperlukan untuk tujuan mengetahui penyebaran gelombang energi gempa. Apabila kondisi geologi, topografi, lapisan tanah, property tanah dan kedalaman fokus diketahui secara pasti/baik maka penyebaran energi gempa mulai dari fokus sampai *site* akan dapat dimengerti dengan baik.

Terdapat beberapa kesalah fahaman yang sudah terlanjur meluas didalam masyarakat. Selama ini telah dipercayai bahwa episenter adalah sebuah tempat atau titik di permukaan tanah yang mana kerusakan bangunan terbesar akan terjadi. Hal ini tidak sepenuhnya benar, karena pola kerusakan bangunan akan dipengaruhi oleh banyak hal. Suatu contoh riil adalah di kejadian gempa Yogyakarta 26 Mei 2006 dengan letak episenter sebagaimana yang disajikan pada Gambar 3.28). Namun demikian, sebagaimana tampak pada Gambar

7.7) kerusakan bangunan yang terjadi justru bukan di daerah episenter tetapi terletak di tanah endapan yang membentang di sepanjang sesar Opak yang berjarak ± 4 - 5 km dari letak episenter.

Bab IV
Gelombang Energi Gempa

4.1 Pendahuluan

Teori lempeng tektonik, mekanisme terjadinya gempa serta aktifitas gempa secara global dan lokal seperti yang terjadi di Indonesia telah dibahas sebelumnya. Mekanisme kejadian gempa, jenis-jenis patahan yang terjadi dan lokasi terjadinya gempa adalah suatu fenomena fisik kejadian gempa. Hal-hal yang dibahas tersebut adalah berkaitan dengan sumber kejadian gempa sebagaimana dibahas dan tampak pada Gambar 4.1). Hal ini perlu dibahas karena menurut konsepsi pada gambar tersebut sebelum efek gempa sampai pada bangunan terdapat beberapa tahapan yang harus diketahui. Beberapa tahapan yang dimaksud adalah mekanisme fisik terjadinya gempa (jenis, ukuran patahan, letak fokus secara lokal dan global), magnitudo dan intensitas gempa, gelombang energi gempa, efek jarak/kondisi geologi terhadap intensitas energi gempa (atenuasi) dan efek kondisi tanah setempat (*site effects*). Semua hal tersebut akan berpengaruh terhadap respons bangunan yang terkena gempa. Hal-hal itu akan dibahas secara lebih rinci di bab-bab mendatang.

Sesuai dengan Gambar 4.1) tersebut maka setelah terjadi gempa, energi gempa akan merambat ke segala-arah. Intensitas energi gempa yang merambat akan dipengaruhi oleh magnitudo/ukuran gempa. Selanjutnya magnitudo gempa juga akan dipengaruhi oleh mekanisme terjadinya gempa, artinya setiap mekanisme kejadian gempa tertentu akan menghasilkan magnitudo gempa yang berbeda. Sebelum mencapai permukaan tanah gelombang gempa melalui suatu media yang kompleks baik yang sifatnya struktur geologi maupun properti fisik tanah. Rambatan gelombang sebetulnya sangat kompleks namun untuk keperluan analisis struktur seringkali terdapat beberapa penyederhanaan misalnya gelombang geser dianggap merambat secara tegak, pengaruh *incoherent of seismic wave* diabaikan dan sebagainya. Ukuran gempa dan hubungannya dengan jumlah kejadian persatuan waktu sangat diperlukan didalam pembahasan tentang analisis resiko gempa (*seismic risk analysis*).

4.2 Gelombang Energi Gempa

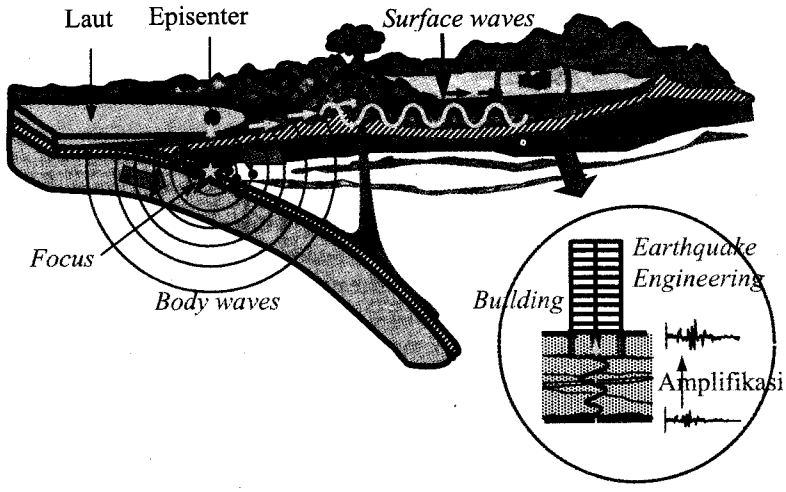
Bolt (1975) menerangkan gelombang energi gempa dengan mengambil perumpamaan gelombang udara akibat tepukan tangan. Apabila kedua tangan bertepuk maka sebetulnya mengakibatkan tekanan gelombang udara dan menyebar ke segala arah. Energi mekanik dari kedua tangan yang bertepuk kemudian ditansformasi menjadi getaran udara. Kejadian yang hampir sama juga terjadi apabila dijatuhkan suatu benda dalam air yang tenang. Energi mekanik akibat benturan benda dengan muka air ditransfer menjadi gelombang air di permukaan yang menyebar ke segala arah. Akibat yang sama juga akan terjadi pada benturan dua material dan pecahnya suatu material yang kedua-duanya akan mengakibatkan getaran udara.

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada bab ini masih berada pada *general earthquake basis* yang akan memberikan pengetahuan dasar tentang kegempaan khususnya macam dan rambatan gelombang energi gempa.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis	√	1.Building Configuration	
2.Seismic Sources		2.Response Spectrum	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.ERD Philosophy	
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects		5.Earthquake Induced Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (*Liquefaction*)	

Sebagaimana didiskusikan dalam Bab sebelumnya bahwa gempa bumi adalah suatu peristiwa mekanik, yaitu pecahnya massa tanah/batuan (terjadi *fault*) akibat gerakan lempeng tektonik. Sebelum terjadi gempa, pada daerah fokus terjadi akumulasi energy/tegangan yang besar sebagai akibat dari adanya kopel gaya seperti disebut dalam *elastic rebound theory*. Oleh karena itu pada saat terjadinya gempa atau saat patah/pecahnya massa batuan, akan terjadi pelepasan energi (*released energy*) yang sangat besar yang umumnya kemudian disebut energi gelombang gempa. Energi gelombang gempa menyebar dari fokus dan menuju kesegala arah. Secara skematis penyebaran gelombang gempa tersebut disajikan pada Gambar 4.1).

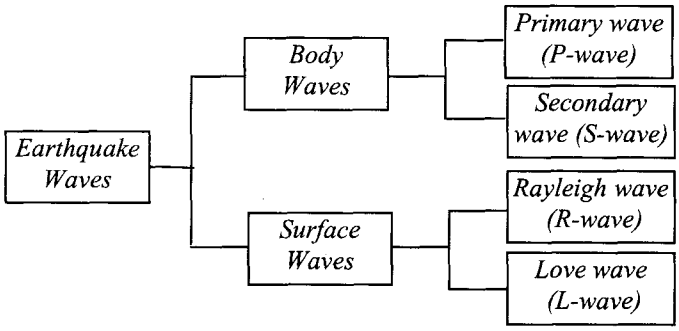


Gambar 4.1 Penyebaran Gelombang Energi Gempa

Pada saat terjadi gempa, energi regangan (*strain energy*) yang dilepaskan akibat pecah/ gesernya batuan karena peristiwa mekanik (desak, geser, tarik) kemudian ditransfer menjadi energi gelombang. Dari pusat gempa/fokus, gelombang gempa akan merambat ke segala arah yang salah satu arahnya adalah mencapai permukaan tanah. Sebelum mencapai alat pencatat, gelombang gempa akan melewati bermacam-macam kondisi lapisan tanah, sebagian gelombang akan dipantulkan, dibiaskan, dan ada pula yang bergerak sepanjang permukaan tanah sebagaimana yang tampak pada Gambar 4.1).

Secara umum gelombang energi gempa dapat dibedakan menjadi gelombang bodi (*body waves*) yaitu gelombang yang menjalar di dalam bumi dan gelombang permukaan (*surface waves*) yaitu gelombang yang menjalar pada lapis permukaan tanah. Secara skematis, pengelompokan jenis gelombang adalah seperti yang disajikan pada Gambar 4.2).

Berdasarkan penelitian para ahli, diantara 2 kelompok gelombang-gelombang tersebut maka gelombang permukaan membawa energi yang lebih besar daripada gelombang bodi Richart et el.,1970). Namun demikian kecepatan rambat gelombang bodi jauh lebih besar daripada gelombang permukaan. Gelombang yang paling cepat merambat adalah *P-wave*, kemudian disusul oleh *S-wave* dan kemudian baru *R-wave*. Secara umum kecepatan gelombang akan bergantung pada properti material batuan, kepadatan, tekanan dan temperatur batuan yang bersangkutan. Sudah diketahui secara umum bahwa kecepatan yang lebih tinggi akan memerlukan waktu yang lebih pendek, artinya gelombang bodi akan terditeksi/tercatat lebih dahulu dibanding dengan gelombang permukaan.



Gambar 4.2 Macam-macam gelombang energi gempa

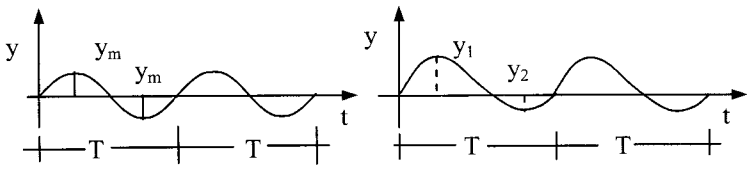
Sebagaimana tampak pada Gambar 4.2) gelombang-gelombang gempa dikategorikan menjadi dua kelompok besar yaitu gelombang bodi (*body-waves*) dan gelombang permukaan (*surface waves*). Selanjutnya gelombang bodi terdiri atas *primary wave* (*P-wave)* dan *secondary wave* (*S-wave*). Sementara itu gelombang permukaan juga terdiri atas 2 macam yaitu *Rayleigh wave* (*R-wave*) dan *Love wave* (*L-wave*). Masing masing gelombang mempunyai karakter yang berbeda-beda baik kecepatan, arah gerakan gelombang dan gerakan partikel. Agar pembahasan macam-macam gelombang dan karakternya menjadi lebih jelas maka hal-hal tersebut akan dibahas secara khusus pada bahasan sub-sub bab mendatang.

4.3 Properti Gelombang

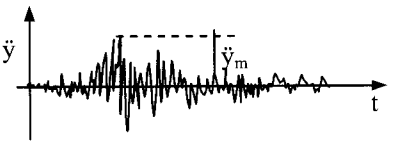
Terdapat beberapa properti gelombang yang sangat umum dipakai pada pembahasan kegempaan. Sebagaimana gelombang-gelombang yang lain seperti gelombang air maupun gelombang suara, gelombang energi gempa secara umum mempunyai properti yang serupa. Gelombang bergerak dari satu tempat ketempat yang lain dengan karakter-katekter pokok. Karakter-karakter yang dimaksud mulai dari ***jenis*** gelombang, ***arah*** rambatan gelombang

(*wave propagation*), adanya kemungkinan ***perbedaan intensitas*** gelombang apada arah yang berbeda (*directivity*), adanya ***kecepatan*** gelombang dan adanya ***gerakan*** partikel (*particel motion*). Hal- hal ini merupakan karakter utama adanya gelombang energi gempa. Selain karakter-karakter pokok tersebut terdapat besaran atau properti lain yang sifatnya lebih khusus yang menjadi karakteristik dinamik yaitu periode gelombang (T), amplitudo gelombang (y), panjang gelombang (L), frekuensi gelombang (f) dan kecepatan gerak gelombang (v). Hal-hal tersebut akan dibahas lebih lanjut walaupun tidak selalu berurutan.

Apabila ditinjau dari periode getarannya, gelombang dapat kemungkinan terjadi secara periodik ataupun non periodik. Sedangkan bila ditinjau dari segi amplitudo, gelombang dapat berkemungkinan menjadi getaran harmonik maupun non harmonik. Secara umum gelombang merupakan kombinasi antara variasi periode dan amplitudo. Gambar 4.3) adalah contoh dari beberapa jenis gelombang yang dimaksud.



a) gelombang harmonik periodik b) gelombang periodik non harmonik



c) gelombang non harmonik non periodik

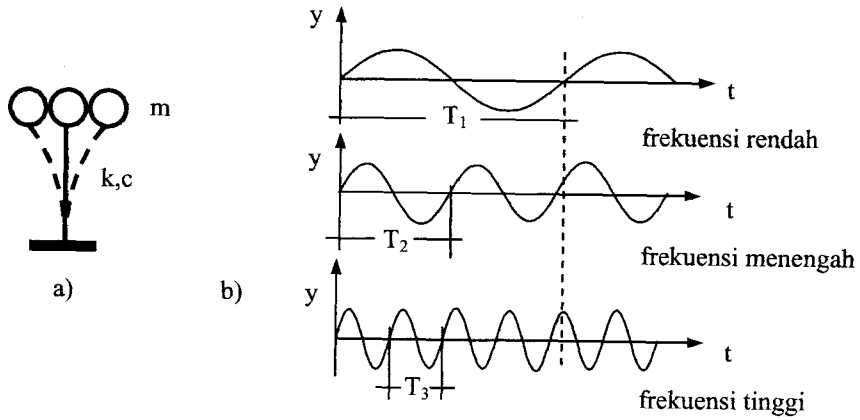
Gambar 4.3. Macam dan karakteristik gelombang

Gambar 4.3.a) adalah gelombang harmonik dan periodik artinya gelombang mempunyai amplitudo y dan periode T yang sama. Salah satu contoh tipe gelombang seperti ini adalah gelombang akibat getaran mesin. Gelombang non harmonik periodik adalah gelombang yang amplitudo maksimun y_1 dan minimum y_2 tidak sama tetapi masih mempunyai periode T yang sama sebagaimana disajikan pada Gambar 4.3.b). Contoh untuk gelombang tipe ini adalah tekanan gelombang air. Karakteristik gelombang yang lain adalah gelombang non harmonik dan non periodik, yaitu amplitudo gelombang dan periode getarnya tidak beraturan cenderung fluktuatif dan impulsif. Contoh tipe gelombang ini adalah gelombang energi gempa.

Gelombang harmonik periodik adalah jenis gelombang yang paling sederhana, sedangkan gelombang non-harmonik non periodik adalah gelombang yang paling kompleks. Namun demikian gelombang non harmonik non periodik seperti gelombang gempa sesungguhnya merupakan kombinasi dari banyak sekali gelombang yang masing-masing gelombang dapat berupa gelombang periodik harmonik maupun gelombang yang lain. Untuk itu, agar pembahasan properti gelombang menjadi lebih sederhana, yang akan dibahas adalah gelombang standar yaitu gelombang harmonik periodik. Untuk membahas ini misalnya diambil goyangan suatu massa seperti tampak pada Gambar 4.4).

Pada gambar 4.4.a) struktur yang hanya mempunyai 1-massa (m) , kekakuan (k) dan redaman (c). Apabila tanah dibawah struktur bergetar (misalnya oleh getaran generator/mesin),

maka massa struktur akan bergoyang ke kanan dan ke kiri. Mengingat getaran mesin/generator adalah getaran yang sifatnya harmonik maka goyangan massa juga bersifat harmonik seperti tampak pada Gambar 4.4.b).



Gambar 4.4. Goyangan massa dan Properti gelombang

Pada Gambar 4.4.b) goyangan massa dapat berupa goyangan dengan frekuensi rendah, frekuensi menengah ataupun frekuensi tinggi relatif terhadap yang lain. Struktur yang bergoyang akan mempunyai dinamik karakteristik yang dapat dihitung menurut hubungan-hubungan sebagai berikut.

1. Hubungan antara kekakuan (k) dan massa (m) adalah kecepatan sudut ω yaitu,
   Hubungan antara massa (m), kekakuan (k) dan kecepatan sudut ω (rad/sec) sudah sering dibahas di beberapa kesempatan. Hubungan yang dimaksud dinyatakan dalam,

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} \quad \text{dalam radian/detik,} \qquad 4.1)$$

2. Hubungan antara kecepatan sudut ω dengan periode getar T,
   Dalam 1-lingkaran mempunyai sudut sebesar 2π radian, sedangkan kecepatan sudutnya adalah ω (rad/dt), dengan demikian waktu yang diperlukan untuk mengitari 1-lingkaran atau disingkat dengan periode T adalah,

$$T = \frac{2.\pi.radian}{\omega.radian/\det ik} = \frac{2\pi}{\omega} \quad \text{dalam detik} \qquad 4.2)$$

3. Hubungan antara periode getar T dan frekuensi getaran f,

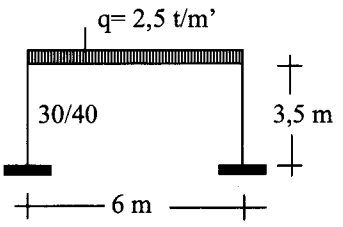
$$f = \frac{1}{T} \quad \textit{cycle per second}, \text{ cps atau Hertz.} \qquad 4.3)$$

4. Hubungan antara periode getar dan kecepatan gelombang V adalah panjang gelombang L,

$$L = v.T \quad \text{dalam meter atau km} \qquad 4.4)$$

Contoh pemakaian :

Struktur portal dengan ukuran, beban dan potongan seperti tampak pada Gambar 4.5. Diketahui bahwa modulus elastik beton adalah $2{,}3.10^5$ kg/cm^2 dan percepatan gravitasi 9,81 m/dt^2.



Momen inersia kolom:

$I = 1/12.b.h^3 = (1/12).30.40^3 = 160000\ cm^4$

Kekakuan kolom dapat dihitung dengan :

$$k = \frac{12.E.I}{h^3} = \frac{12.2{,}3.10^5.(1{,}6.10^5)}{350^3} = 6437{,}3\ kg/cm$$ Massa bangunan dihitung dengan,

$$m = \frac{W}{g} = \frac{6.(2500)}{981} = 15{,}3\ kg.dt^2/cm$$

Gambar 4.5. Struktur Portal

Kecepatan sudut getaran bangunan menurut pers.4.1),

$$\omega = \sqrt{\frac{k}{m}} = \sqrt{\frac{6437{,}3}{15{,}3}\frac{kg}{cm}\frac{cm}{kg.dt^2}} = 20{,}52\ rad/dt$$

Periode getar T menurut pers. 4.2),

$$T = \frac{2.\pi}{\omega} = \frac{2.(3{,}14)}{20{,}52} dt = 0{,}306\ dt$$

Frekuensi getaran menurut pers.4.3),

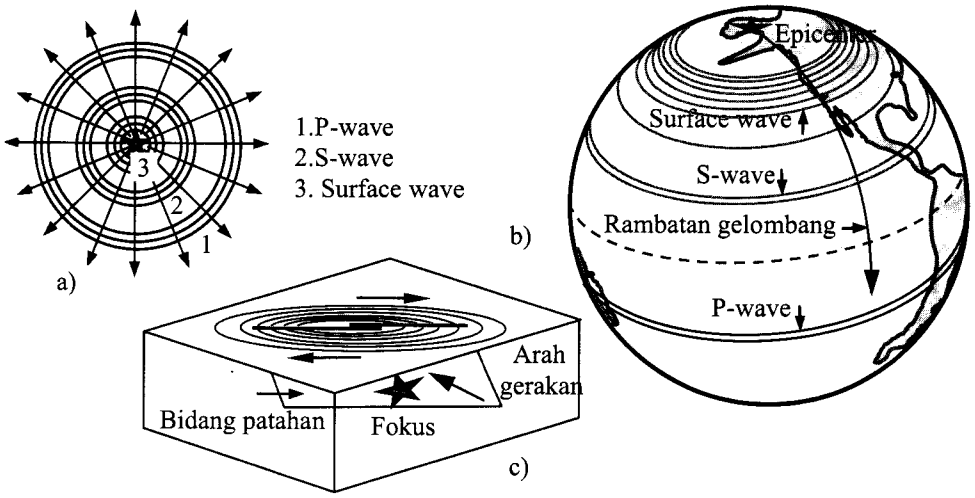
$$f = \frac{1}{T} = \frac{1}{0{,}306} = 3{,}27\ Hertz$$

4.4 Arah dan Intensitas Rambatan Gelombang

Sebagaimana disampaikan sebelumnya, sesaat setelah batuan kerak bumi pecah, maka energi regangan (*strain energy*) yang selama ini terkungkung di dalam batuan akan dilepaskan. Dalam hal ini pecahnya batuan akibat peristiwa mekanik desakan/gesekan/tarikan akan melepaskan energi sekaligus menggetarkan batuan. Secara teoritik getaran batuan seterusnya akan merambat kesegala arah sebagaimana disajikan pada Gambar 4.6.a). Arah dan intensitas rambatan gelombang dipengaruhi oleh cara pecah batuan/mekamisme gempa. Cara pecah batuan yang dimaksud adalah pecah yang dimodelkan sebagai suatu titik (*point source*), cara pecah yang dimodelkan suatu garis (*line source*) dan cara pecah yang dimodelkan sebagai suatu luasan (*area source*).

Apabila sumber gempa dimodel sebagai *point source*, maka secara teoritik energi gempa akan menyebar kesegala arah secara ruang sebagaimana tampak pada Gambar 4.6.a). Angka 1,2 dan 3 yang tampak pada Gambar 4.6.a) adalah posisi rambatan *P-wave*, *S-wave* dan *surface wave*. Apabila model sumber gempa adalah *point source*, maka gelombang bodi baik *P-wave* maupun *S-wave* akan menyebar secara ruang secara cepat dan menjangkau volume batuan

yang besar (karena menyebar secara ruang). Dengan kondisi seperti ini maka intensitas gelombang bodi akan cepat berkurang karena energi gelombang bodi akan terdistribusi secara volum. Menurut penelitian para ahli (Richat et al.1970), amplitudo gelombang bodi didalam bumi akan menurut menurut 1/r, yang mana r adalah jarak yang ditempuh oleh gelombang. Dengan kondisi itu pula maka sesampainya di alat perekam gempa dan setelah menempuh jarak yang jauh maka intensitas gelombang bodi sudah sangat berkurang dan efeknya terhadap bangunan menjadi sangat kecil.



Gambar 4.6. Rambatan gelombang energi gempa

Sesuai dengan urutan kecepatan gelombang sebagaimana disampaikan pada Butir 4.2, maka gelombang P-wave akan merampat paling depan, kemudian disusul oleh S-wave dam kemudian menyusul dibelakang adalah *surface wave*. Hal ini seperti diilustrasikan pada Gambar 4.6.b). Gelombang bodi *P-wave* dan *S-wave* adalah gelombang yang energinya sangat cepat berkurang, dan gelombang-gelombang tersebut datangnya lebih dahulu dan lebih awal di diteksi/direkam oleh alat pencatat gempa. Sementara itu gelombang yang paling mengakibatkan kerusakan yaitu gelombang permukaan (*surface waves*) adalah gelombang yang paling lambat, sehingga di diteksi oleh alat perekam juga paling lambat. Dengan demi-kian Allah SWT memberikan rentang waktu selisih kedatangan gelombang bodi dan gelombang permukaan untuk mempersiapkan diri dalam mengantisipasi akibat gempa. Hal ini adalah kesempatan yang luar biasa sebagai suatu sifat Tuhan Maha Pemurah lagi Maha Pengasih.

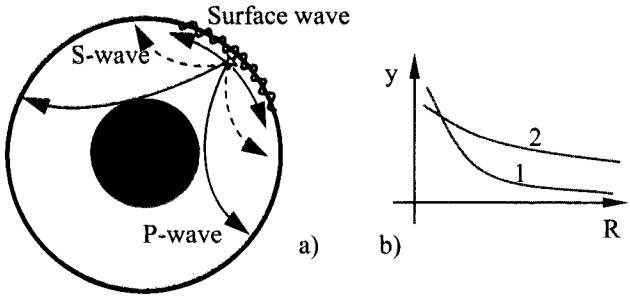
Arah dan intensitas rambatan gelombang energi gempa akan sedikit berbeda kalau mekanisme kejadian gempa atau model sumber gempa yang terjadi adalah *line source* maupun *area source* sebagaimana tampak pada Gambar 4.6.c). Gempa-gempa yang mempunyai mekanisme seperti ini adalah gempa *interface slip* atau *megathrust earthquake*. Gempa dengan mekanisme ini adalah gempa yang terjadi pada pertemuan antara dua lempeng yang saling bertumbukan/bergeser di daerah subdaksi. Jenis gempa tersebut akan mempunyai pergeseran/slip yang berbangun bidang/*area*.

Model *line source* adalah model yang dipakai pada mekanisme *strike slip earthquake* yang terjadi pada lapis kerak bumi (*shallow crustal earthquake*). Para ahli sepakat bahwa pada jarak yang relatif dekat pada mekanisme-mekanisme gempa tersebut akan didominasi oleh *shear wave* dan *short-period surface waves*. Khususnya pada *strike slip* yang menimbulkan

patahan sampai di permukaan seperti yang tampak pada Gambar 4.6.c), maka intensitas energi gempa yang sejajar dengan arah patahan akan lebih kuat daripada intensitas gelombang gempa yang tegak lurus patahan. Hal ini akan dibahas lebih lanjut didalam bahasan *directivity* pada sub-sub bab mendatang.

Apabila gelombang gempa menjalar pada jarak yang semakin jauh dari sumber maka intensitas energi gempa akan menurun. Menurunnya intensitas energi gempa ini selain diakibatkan oleh terpecahnya energi yang dibawab oleh *P-wave*, *S-wave* maupun *surface wave* sebagaimana yang tampak pada Gambar 4.7.a) juga diakibatkan oleh terdistribusinya energi pada volume batuan yang semakin luas ketika gempa menjalar pada jarak yang semakin jauh

Richart et el.(1970) menyatakan bahwa berdasarkan penelitiannya ternyata 67 % energi gelombang akan terbawa oleh *surface wave*, 26 % energi gelombang terbawa oleh *shear wave* dan hanya 7 % terbawa oleh *P-wave*. Selanjutnya juga disampaikan bahwa intensitas gelombang permukaan akan berkurang lebih lambat yaitu dengan koefisien $1/\sqrt{r}$., sedangkan amplitudon *P-wave* di bodi akan berkurang lebih cepat yaitu menurut koefisien 1/r dan intensitas *P-wave* yang merambat dipermukaan akan berkurang menurut $1/r^2$,. Kondisi seperti ini agak tidak menguntungkan karena gelombang permukaan membawa energi yang paling besar tetapi berkurang lebih lambat dibanding gelombang-gelombang yang lain.



Gambar 4.7 Penyebaran berkurangnya intensitas energi gelombang gempa

Ilustrasi berkurangnya intensitas energi gelombang adalah seperti yang disajikan pada Gambar 4.7.b). Jenis 1) adalah energi yang awalnya tinggi tetapi berkurang secara cepat, tetapi jenis 2) adalah energi yang awalnya lebih kecil tetapi berkurang lebih lambat. Khususnya pada jarak yang relatif jauh, maka jenis 1) adalah kondisi yang menguntungkan.

4.5 Karakter Tiap-tiap Gelombang Gempa

4.5.1 Karakter Gelombang Primer (*P-wave*)

Gelombang primer (*P-wave*) adalah gelombang bodi atau gelombang yang menjalar dalam bodi-bumi yang mempunyai kecepatan yang paling tinggi. Gelombang ini kadang-kadang dinamai sebagai *longitudinal wave* (gelombang longitudinal). Gelombang ini mempunyai 3-sifat pokok yaitu :

1. gerakan partikel searah dengan rambatan gelombang, sehingga elemen batuan kadang-kadang mampat (*compression*) dan merenggang (*dilatation*),
2. gelombang primer dapat merambat pada media solid, cair (air, magma) dan gas/udara,
3. gelombang primer mempunyai kecepatan tertinggi dibanding dengan gelombang-gelombang yang lain.

Secara skematis macam-macam gelombang gempa disajikan pada Gambar 4.8). Bolt

(1975) mengatakan bahwa gelombang primer (*P-wave*) merambat dari fokus ke segala arah, sampai di permukaan tanah dan bahkan dapat merambat ke udara dalam bentuk suara yang dapat didengar oleh binatang (f > 15 cps, atau T < 0.07 detik). Gelombang ini mempunyai kecepatan yang bervariasi akan bergantung pada banyak hal diantaranya adalah *mass density* ρ, *piosson's ratio* ν, *elastic modulus* E, *shear modulus* G dan *bulk modulus* K. Terdapat lebih dari satu formula yang dapat dipakai untuk menghitung kecepatan gelombang primer.

Kecepatan gelombang itu diperoleh dengan anggapan bahwa massa batuannya bersifat homogen dan isotropik (properti elastik batuan sama untuk segala arah). Kecepatan gelombang primer umumnya berturut-turut dapat dihitung dengan,

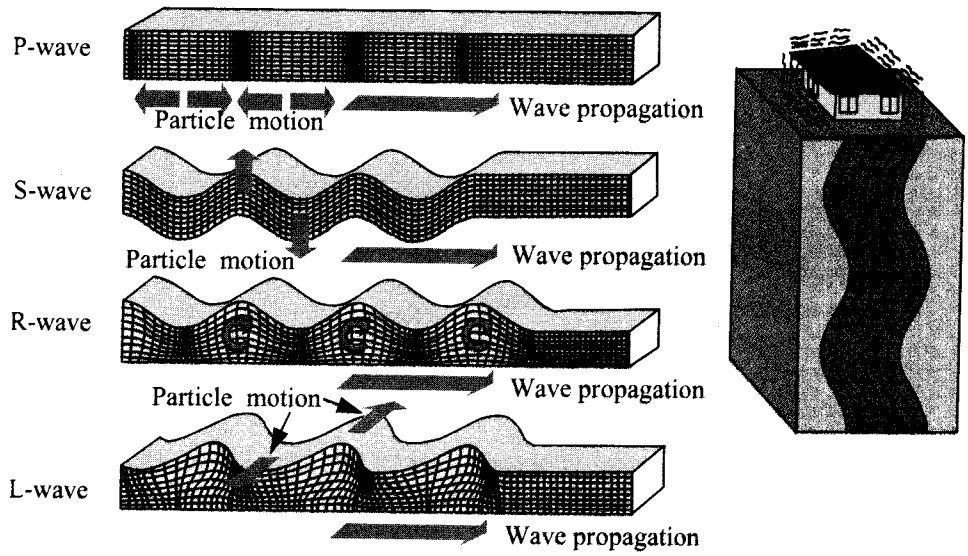
$$V_P = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-\nu)(1-2\nu)}} \qquad 4.5.a)$$

$$V_P = \sqrt{\frac{(4/3).G + K}{\rho}} \qquad 4.5.b)$$

dengan E adalah modulus elastik bahan, G adalah *shear modulus*, ρ adalah *mass density*, ν adalah poisson ratio dan K adalah *bulk modulus/incompressibility*. Antara E dan G mempunyai hubungan,

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \qquad 4.6.a)$$

$$K = \frac{E}{3(1-2.\nu)} \qquad 4.6.b)$$



Gambar 4.8 Representasi macam-macam gelombang gempa (modifikasi)

Hubungan antara variabel selengkapnya adalah seperti yang disajikan pada Tabel 4.1. Pada tabel tersebut tampak bahwa antara *mass density* ρ, *piosson's ratio* ν, *elastik modulus* E, *shear modulus* G dan *bulk modulus* K saling berhubungan saru sama lain.

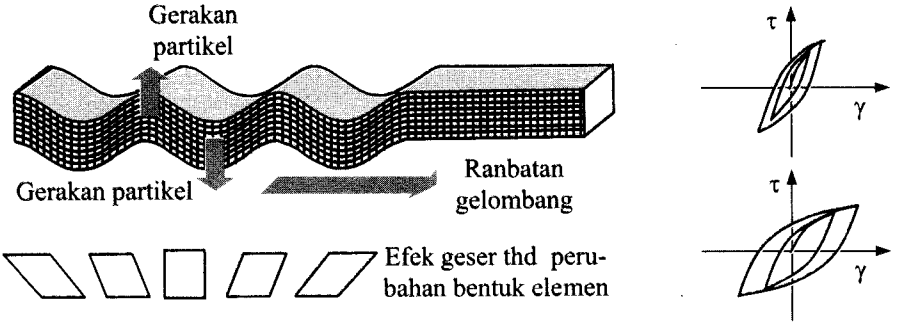
Tabel 4.1 Hubungan antara variable (Wikipedia)

Par	Fungsi dan hubungan					
	E,G	K,G	G,ν	E,ν	K,ν	K,E
K	$\frac{E.G}{3(3G-E)}$		$\frac{2G(1+\nu)}{3(1-2\nu)}$	$\frac{E}{3(1-2\nu)}$		
E		$\frac{9.KG}{3K+G}$	$2G(1+\nu)$		$3K(1+\nu)$	
G				$\frac{E}{2(1+\nu)}$	$\frac{3K(1-2\nu)}{2(1+\nu)}$	$\frac{3KE}{9K-E}$
ν	$\frac{E}{2G}-1$	$\frac{3K-2G}{2(3K+G)}$				$\frac{3K-E}{6K}$

4.5.2 Gelombang Sekunder (*S-wave*)

Gelombang bodi yang lebih lambat adalah gelombang geser atau *S-wave*. Gelombang ini kadang-kadang juga disebut sebagai *tranverse wave*. Hal ini terjadi karena arah gerakan partikel (*particel motions*) akan tegak lurus terhadap arah rambatan gelombang (*wave propagation*). Gelombang ini seperti tampak pada Gambar 4.9) mempunyai bentuk sebagaimana gelombang air. Apabila diperhatikan, salah satu unit luasan kecil dalam gambar tersebut akan berganti-ganti pada posisi miring kekiri, normal kemudian miring ke kanan. Dengan perkataan lain setiap unit luasan tersebut akan mengalami tegangan-geser. Dengan demikian gelombang sekunder ini mempunyai efek geser. Sifat-sifat selengkapnya gelombang sekunder (*S-wave*) adalah :

1. mempunyai/menimbulkan efek geser,
2. gerakan partikel tegak-lurus terhadap rambatan gelombang,
3. gelombang geser tidak dapat merambat pada zat cair.



a) gelombang geser dan perubahan bentuk elemen b) *hysteretic loops*

Gambar 4.9 Efek geser terhadap perubahan bentuk elemen dan *hysteretic loops*

Rambatan partikel yang yang tegak lurus dengan arah rambatan gelombang terlihat jelas pada Gambar 4.9.a). Efek geser ditunjukkan oleh perubahan bentuk elemen, yang membuat elemen kadang-kadang tegak, miring kekanan, miring kekiri dan seterusnya. Apabila suatu elemen mengalami perubahan bentuk karena geser, maka pada elemen yang bersangkutan akan terjadi regangan geser dan tegangan geser. Hubungan antara regangan geser dan tegangan geser ditunjukkan oleh *hysteretic loops* seperti yang tampak pada Gambar 4.9.b). Suatu

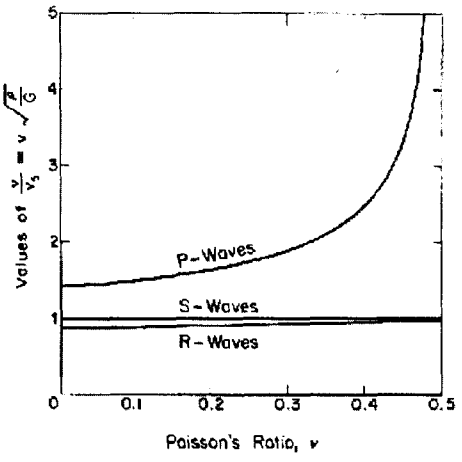
material ada yang mempunyai *hysteretic* yang gemuk (misalnya pada tanah pasir) ataupun yang kurus (misalnya pada tanah liat).

Dengan memperhatikan sifat-sifat tersebut diatas, maka gelombang geser ini tidak dapat merambat dari dasar sampai muka air laut. Gelombang geser selanjutnya akan mengakibatkan bangunan menjadi bergetar dan bergoyang. Kecepatan gelombang geser akan bervariasi, yang merupakan fungsi dari *mass density* ρ dan modulus geser G. Kecepatan gelombang sekunder *S-wave* dinyatakan dalam,

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2(1+\nu).\rho}} \qquad 4.7)$$

Gelombang sekunder (S-wave) sebenarnya masih terbagi menjadi 2-jenis yaitu *S-V wave* dan *S-H wave*. *S-V wave* adalah gelombang sekunder yang arah rambatannya vertikal (dengan gerakan partikel arah horisontal) dan *S-H wave* adalah gelombang sekunder yang arah rambatannya horisontal, dengan gerakan partikel juga arah horisontal. Rasio kecepatan antara gelombang primer dan gelombang sekunder dapat diperoleh dengan membandingkan pers. 4.5.a) dengan pers. 4.7) sehingga,

$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \qquad 4.8)$$



Gambar 4.10 Rasio gelombang primer dan sekunder ,V_p/V_s (Richart dkk,1970)

Apabila poisson ratio material sama dengan 0.25 maka berdasarkan persamaan 4.8), kecepatan gelombang primer $V_p = V_s \sqrt{3}$. Dengan hubungan ini dan mengingat kecepatan gelombang primer seperti tersebut di atas, maka kecepatan gelombang sekunder berkisar antara 3 - 4 km/jam. Pada rekaman percepatan tanah akibat gempa (akselerogram) gelombang yang datang pertama kali adalah gelombang primer kemudian baru gelombang geser. Efek gelombang geser dapat menyebabkan elemen tanah bergerak secara vertikal dan horisontal. Rasio kecepatan gelombang menurut persamaan 4.8) untuk berbagai nilai poisson rasio disajikan pada Gambar 4.10 (Richart dkk, 1970).

Gambar 4.10) menunjukkan bahwa kecepatan *S-wave* hanya sedikit lebih besar daripada *R-wave*. Sementara itu rasio antara *P-wave* dan *S-wave* cukup bervariasi,

bergantung pada nilai *poisson's ratio*. Mulai dari *poisson's ratio* ν = 0,4 rasio antara dua gelombang tersebut semakin membesar. Sesuai dengan persamaan 4.8) apabila nilai poisson's ratio mencapai 0,5 maka rasio kecepatan P-wave dan S-wave menjadi tak terhingga. Mengingat gelombang bodi merambat pada lapis kerak bumi, maka ada baiknya diketahui jenis, macam, definisi, nilai-nilai *poisson's ratio* dan nilai modulus elastik batuan. Nilia-nilai poisson's ratio, modulus elastik batuan, kecepatan gelombang primer dan gelombang geser yang dihimpun dari beberapa sumber adalah seperti yang disajikan pada Tabel 4.2).

Tabel 4.2. Jenis Batuan , Poisson's ratio dan Elastik Modulus (Google.co.id)

No	Material	Poisson's ratio,ν	El. Mod. E(Gpa)	Velocity (km/dt)		Density (g/cm3)	Ket.
				P-wave	S-wave		
1	Udara			0,33	-	≈ 0	
2.	Air			1,40-1,50		1,0	
3	Baja (steel)			6,10	3,50		
4	Beton (conc.)			3,60	2,00	2,35-2,45	
5	Granite	0,17	30-70	4,50-6,50	3,50-3,80	2,53-2,62	Igneous
	Dolerite	0,10-0,20	30-100	3,50-6,70		2,80-3,00	rock
	Gabro	0,20-0,35	40-100	4,50-7,00		2,72-3,00	
	Ryolite	0,20-0,40	10-50			2,40-2,60	
	Andesite	0,20	10-70	4,50-6,50		2,50-2,80	
	Basalt	0,10-0,20	40-60	5,00-7,00	3,60-3,70	2,21-2,77	
6	Sandstone	0,10-0,38	15-50	1,50-4,60		1,91-2,58	Sedimen
	Shale	0,10-0,50	5-30	2,0-4,60		2,00-2,40	tary
	Mudstone	0,15	5-70			1,82-2,72	
	Dolomite	0,08-0,20	30-70	5,50		2,20-2,70	
	Limestone	0,10-0,33	20-70	3,5-6,50		2,67-2,72	
7	Marble	0,15-0,30	30-70	5,0-6,0		2,51-2,86	Metamor
	Quartzite	0,170	50-90			2,61-2,67	phic
8	Sand (unsat.)			0,20-1,00	0,080-0,40		
	Sand (sat.)			0,80-2,00	0,32-8,80		
	Clay			1,00- 2,50	0,40 -1,00	2,00-2,60	
	Soil			1,50-250	0,12-3,60	2,50-2,80	

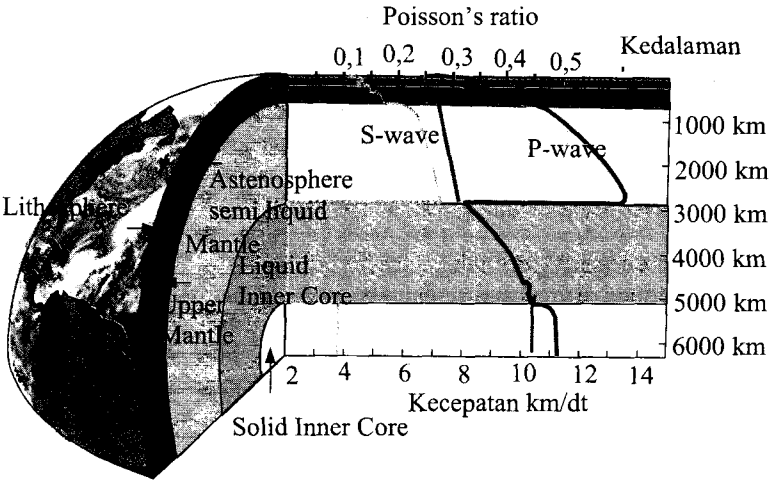
Misalnya suatu gelombang gempa merambat pada batuan granite dengan modulus elastik E = 50 Gpa (1Gpa = 10200 kg/cm2) dengan poisson's ratio 0,17 dan *dry density* 2550 kg/m^3. Dengan demikian menurut Tabel 1,

1. Modulus Elastik G,

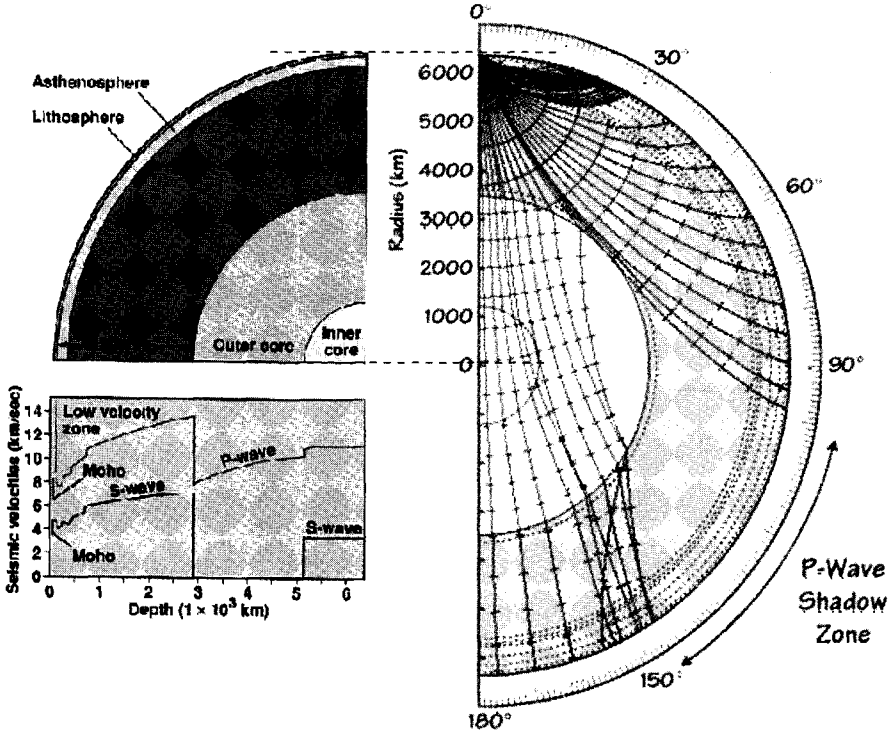
$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{50.(10200)}{2(1+0{,}17)} \frac{kg}{cm^2} = 217949 \frac{kg}{cm^2}$$

2. Bulk Modulus, K

$$K = \frac{E}{3(1-2.\nu)} = \frac{50.(10200)}{3(1-2.0{,}17)} = 257576 \frac{kg}{cm^2}$$



Gambar 4.11 Distribusi kecepatan P-wave dan S-wave [ ]



Gambar 4.12 Representasi Kecepatan dan rambatan gelombang (Anonim, 2001)

Pada tabel tersebut tampak bahwa tidak ada kecepatan gelombang geser pada zat cair. Hal ini disebabkan bahwa gelombang geser tidak dapat merambat pada zat cair. Sebagaimana disampaikan sebelumnya, kecepatan gelombang dipengaruhi oleh banyak hal. Oleh karena itu kecepatan gelombang primer (*P-wave*) dan *S-wave* nilainya cukup

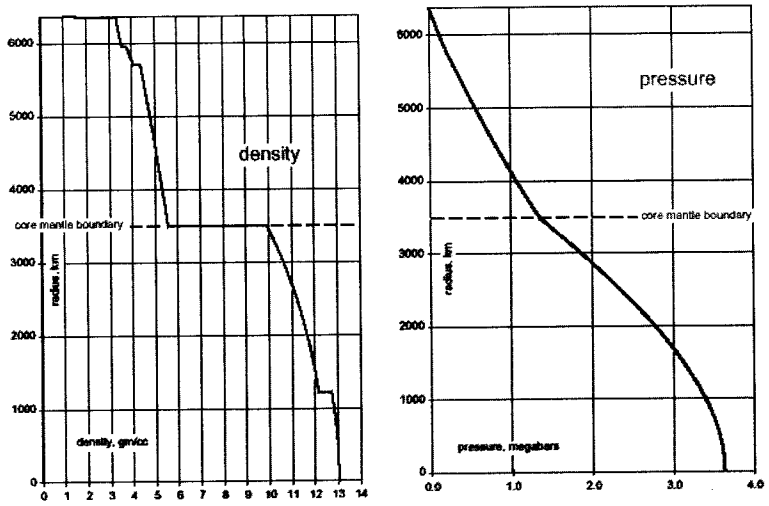
bervariasi. Variasi kecepatan gelombang bodi di seluruh kedalaman bumi dan pola rambatan gelombang disajikan pada Gambar 4.11) dan Gambar 4.12).

Para ahli telah menghitung dan mencatat kecepatan *P-wave* dan *S-wave* diseluruh kedalaman bumi. Pada gambar tersebut tampak bahwa kecepatan *P-wave* akan mencapai maksimum pada ujung bawah *lower mantle* (± 13,5 km/dt), kecepatan kemudian berkurang di daerak *semi-liquid outer core.* Distribusi kecepatan *S-wave* hanpir mirip dengan *P-wave*, hanya saja kecepatan *S-wave* akan mencapi nol pada daerah *semiliquid outer core.*

Contoh : Perbandingan antara V_P dan Vs

Suatu gelombang primer dan skunder menjalar pada batuan dengan poisson's rasio 0,25. Rasio antara V_P dan V_S menjadi,

$$V_P = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}}.V_S = \sqrt{\frac{2(1-0.25)}{(1-2(0.25))}}\ V_S = V_S\sqrt{3}. = 1.732.\ V_S$$



Gambar 4.13 Distribusi *mass density* dan *compression stress* [ ]

Tabel 4.3 Kecepatan P-wave dan S-wave (untuk latihan)

Material	K Bulk mod. (dyne/cm2)	G Shear Mod. (dyne/cm2)	ρ Mass density (gr/cm3)	P-wave Velocity (m/dt)	S-wave Velocity (m/dt)
Water	$2,0 . 10^{10}$	0	1,0		
Limestone	$3,4.10^{11}$	$2,2.10^{11}$	2,69		
Granite	$5,21. 10^{11}$	$2,07.10^{11}$	2,62		
Basalt	$4,56.10^{11}$	$3,0.10^{11}$	2,90		
Mantle rock	$8,93.10^{11}$	$5,6.10^{11}$	3,27		

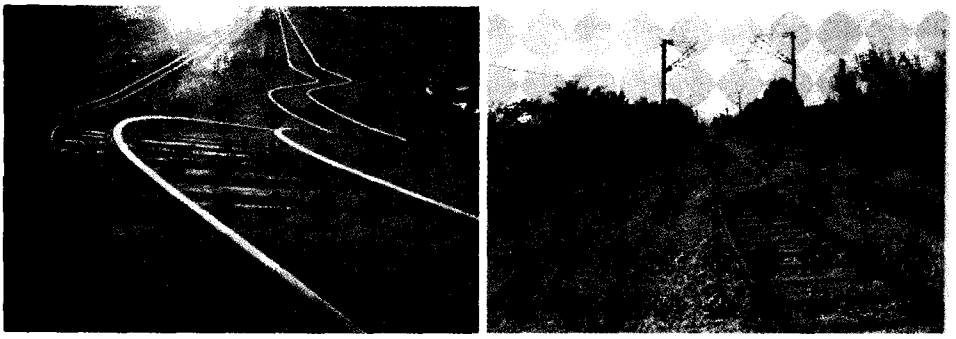
Disamping itu distribusi *mass density*, gravitasi dan *compression stress* menurut kedalaman bumi adalah seperti yang tampak pada Gambar 4.13) Pada gambar tersebut tampak bahwa baik *mass density*, maupun *compression stress* sangat bervariasi menurut kedalaman

bumi. Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa kecepatan gelombang bodi akan meningkat pada *pressure* yang lebih kuat. Hal tersebut dapat dilihat dengan mengkonfirmasikan antara Gambar 4.13), Gambar 4.12) dan Gambar 4.11). Nilai modulus geser G, *bulk modulus* K dan *mass density* dari beberapa sumber yang lain disajikan pada Tabel 4.3). Dengan menggunakan pers. 4.5.b) dan pers. 4.7) dan Tabel 4.3, maka hal itu dapat dipakai untuk latihan menghitung kecepatan *P-wave dan S-wave.*

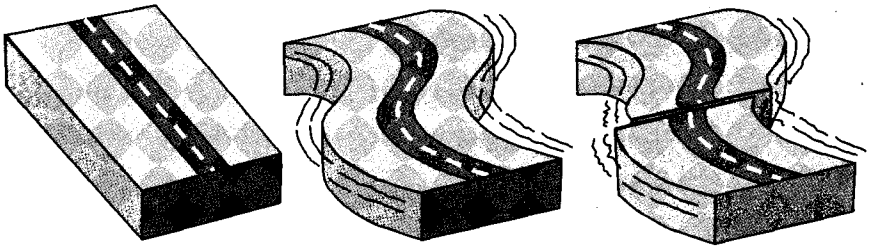
4.5.3 *Rayleigh-wave (R-wave)*

Gerakan *Rayleigh-wave* adalah rambatan gelombang yang menyerupai gelombang lautan menggulung) dan mempunyai efek gerakan baik vertikal maupun horisontal. Gelombang ini dinamai *Rayleigh wave* karena gelombang ini ditemukan atas kerja keras Jon William Struy dan Lord Rayleigh melalui pemodelan matematik pada tahun 1885. Bolt (1975) juga mengatakan bahwa umumnya *L-wave* mempunyai kecepatan gelombang yang lebih besar daripada *R-wave.* Kecepatan *R-wave* akan bergantung pada poisson ratio. Untuk nilai *poisson ratio* antara 0.25 - 0.5, kecepatan gelombang ini kira-kira bergerak antara 0.92 - 0.96 V_s. Gerakan gelombang-gelombang gempa tersebut secara skematis digambar seperti Gambar 4.8.

Gelombang yang merambat d ipermukaan sebenarnya lebih kompleks karena di tempat ini sudah bercampur antara gelombang permukaan maupun pantulan gelombang primer dan gelombang sekunder. Mengingat gerakan partikel ini merupakan kombinasi antara horisontal dan verikal, gelombang ini dapat merambat pada mediun cair. Dengan kondisi seperti itu maka amplifikasi gelombang sering terjadi sehingga hal ini akan semakin menambah kerusakan bangunan akibat gempa. Richart dkk (1970) mengatakan bahwa pengaruh gelombang ini berkurang secara drastis menurut kedalaman lapisan tanah.



a) pengaruh wave field pada jalan KA [ ] b) wave field pada gempa Izmit,1999 [ ]



c) pemodelan pengaruh *wave field* pada blok tanah

Gambar 4.14 Efek gelombang Rayleigh pada simpangan horisontal tanah

Kramer (1996) mengatakan bahwa gelombang ini baru dapat dirasakan pengaruhnya pada jarak tertentu dari episenter. Dahulunya, gelombang ini baru dapat dirasakan setelah beberapa ratus kilometer dari episenter. Namun demikian dengan kemajuan ilmu pengetahuan kehadiran gelombang ini dapat di diteksi sedini mungkin melalui suatu hubungan,

$$S = \frac{1}{\sqrt{(V_P / V_R)^2 - 1}}.h \qquad 4.9)$$

yangmana V_p dan V_R masing-masing adalah kecepatan gelombang primer dan gelombang Rayleigh dan h adalah kedalaman gempa (*focal depth*

Misalnya pada *poisson's rasio* $\nu = 0{,}35$, memurut Gambar 4.10), rasio antara V_P dan V_R kira-kira sama dengan 2. Apabila gempa mempunyai kedalaman 40 km, maka ,

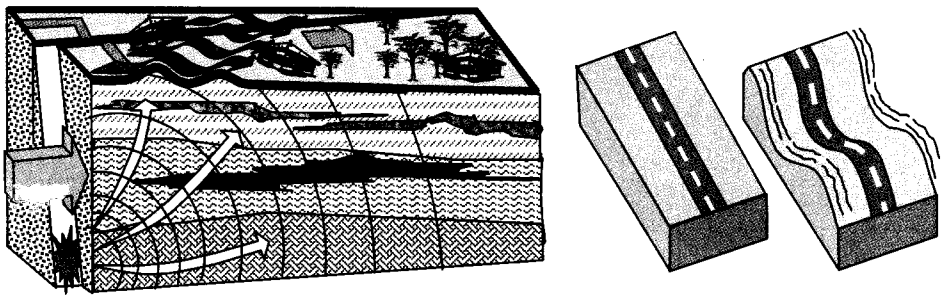
$$S = \frac{1}{\sqrt{(2)^2 - 1}}.40 = 23\ km$$

Hal tersebut berarti bahwa pada jarak 23 km dari episenter, kehadiran gelombang Rayleigh sebenarnya sudah tampak.

Tampak pada Gambar 4.14) bahwa gelombang Rayleigh mempunyai pengaruh gerakan tanah secara horisontal sehingga dapat mengakibatkan deformasi permanen tanah arah horizontal yang sangat besar. Begitu kuatnya pengaruh gelombang Rayleigh sehingga mampu membengkokkan rel kereta api.

4.5.4 *Love-wave (L-wave)*

Gelombang ini adalah termasuk gelombang yang bergerak di permukaan tanah. Gelombang ini dinamakan *Love wave* karena gelombang ini ditemukan oleh ahli matematik bangsa Inggris A.E.H Love melalui pemodelan matematik pada tahun 1911. Gelombang ini adalah gelombang tercepat untuk jenis gelombang permukaan (lebih cepat dari *Rayleigh wave*). Efek gelombang ini semakin kecil pada titik yang semakin dalam dari permukaan tanah. Gelombang ini seperti tampak pada Gambar 4.8) mempunyai efek geser ke arah horisontal tegak lurus pada rambatan gelombang di permukaan tanah, dan tidak ada gerakan yang sifatnya vertikal. Gelombang ini akan menyebabkan bangunan seperti digoyang/digoncang secara mendatar pada dasarnya sehingga gelombang ini sangat potensial membuat kerusakan. Efek gelombang ini mencapai maksimum pada permukaan tanah dan semakin dalam dari permukaan efeknya akan semakin kecil. Sebagaimana sifat gelombang geser, gelombang ini juga tidak dapat menjalar/merambat pada zat cair.



Gambar 4.15 Efek gelombang Love pada simpangan vertikal tanah

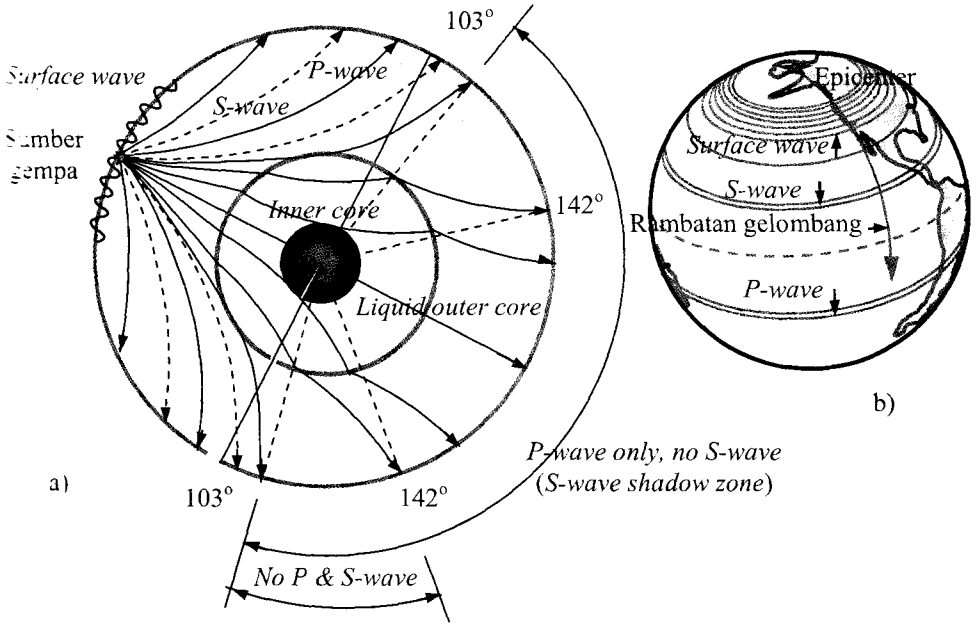
Novak (1983) dan Kramer (1996) mengatakan bahwa gelombang ini hanya akan terjadi apabila terdapat lapisan di atas lapis setengah bola (*Half-space*). Syarat yang lain adalah bahwa gelombang Love ini akan terbentuk apabila kecepatan gelombang sekunder di lapis atas V_{S1} lebih kecil daripada kecepatan gelombang geser di lapis *half-space*, V_{S2}. Dengan demikian pada lapis *half-space* hanya akan ada 3-gelombang yaitu gelombang primer (*P-wave*), gelombang sekunder (*S-wave*) dan gelombang Rayleigh (*R-wave*).

Gambar 4.15) adalah ilustrasi pengaruh gelombang Love terhadap simpangan vertikal tanah/batuan. Kombinasi antara gelombang Rayleigh dan gelombang *Love* akan menimbulkan efek getaran tanah secara 3-dimensi. Gelombang-gelombang inilah yang paling merusakkan struktur bangunan.

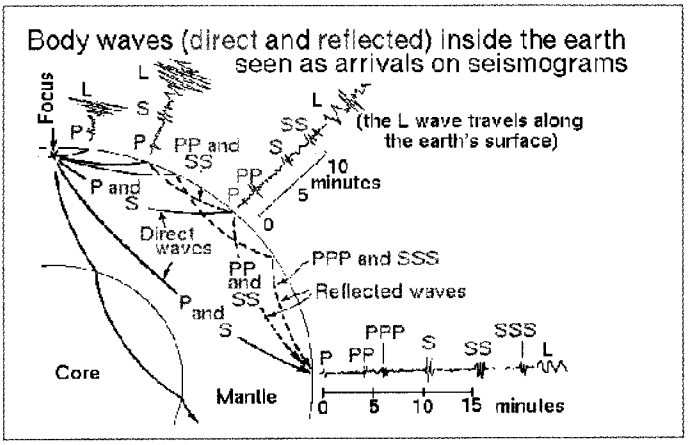
4.6 Rambatan Gelombang Gempa di dalam Bumi

Apabila sifat-sifat gelombang tersebut di atas telah diketahui, maka rambatan gelombang, terutama *P-wave* dan *S-wave* diseluruh kedalaman bumi dapat difahami. Para ahli telah membuat ilustrasi rambatan-rambatan gelombang tersebut seperti yang tampak pada Gambar 4.16). Rambatan tersebut dengan anggapan bahwa tiap-tiap lapisan bumi adalah homogen dan isotropik.

Dengan mengetahui sifat-sifat gelombang dan kedalaman masing-masing lapisan di dalam bumi seperti disampaikan sebelumnya, maka ada daerah-daerah tertentu yangmana suatu gelombang tidak dapat menembus, khususnya dalam hal ini adalah *S-wave*. Dengan hal-hal seperti itu maka ada daerah-daerah tertentu yang rekaman gempanya tidak lengkap (misalnya *S-wave* tidak dapat direkam) sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 4.16.a). Akibatnya alat perekam di daerah-daerah tersebut tidak dapat dipakai untuk menentukan lokasi episenter gempa (ingat episenter gempa ditentukan melalui selisih kedatangan *S-wave* dan *P-wave*).



Gambar 4.16 Rambatan gelombang gempa didalam bumi [ ]



Gambar 4.17 Rambatan dan pantulan *P-wave* dan *S-wave* [ ]

Sementara itu para ahli juga telah menghitung secara cermat bahwa pada fokus gempa tertentu, ada daerah-daerah tertentu baik gelombang *P-wave* maupun *S-wave* ke dua-duanya tidak dapat di diteksi/direkam. Hal ini terjadi karena pada daerah tersebut *S-wave* tidak dapat merambat (karena daerah *semi liquid*) dan *P-wave* juga tidak dapat merambat karena memasuki tepi daerah *semi liquid core* sudut pantul relatif kecil dan kecepatan *P-wave* turun drastis. Dengan kondisi seperti ini maka alat perekam gempa harus ditempatkan di banyak tempat untuk membentuk suatu jaringan. Dengan kondisi seperti itu kinerja alat perekam dapat saling melengkapi.

Gambar 4.16.b) merupakan tampilan ulang dari gambar sebelumnya yang dapat dipakai untuk membantu membayangkan perjalanan rambatan energi gempa. Gelombang primer *P-wave* jauh meninggalkan *S-wave* dan gelombang permukaan. Pantulan perjalanan *P-wave* dan *S-wave* adalah seperti yang diilustrasikan pada Gambar 4.17).

4.7 Formulasi Kecepatan Rambatan Gelombang

Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa dari fokus (pusat gempa) gelombang energi gempa akan merambat didalam bodi bumi (gelombang bodi) dan merambat di permukaan tanah (*surface wave*). Pada bahasan kecepatan gelombang yang merambat di dalam dua medium tersebut, umumnya media tanah dianggap mempunyai sifat homogen, elastik dan isotropik (sama elastik properti untuk kesegala arah). Pada kenyataannya media tanah yang dilalui gelombang gempa akan sangat bervariasi baik jenis tanah (jenis tanah, jenis batuan), geometri (lapisan, orientasi lapisan, ketebalan lapisan) maupun properti tanah/batuan tiap lapis. Dengan demikian kondisinya akan sangat bervariasi dan menyulitkan bahasan gelombang gempa secara umum/*general.* Oleh karena itu penyederhanaan kondisi sehingga menjadi homogen, elastik dan isotropik sangatlah diperlukan agar persoalan dapat diselesaikan.

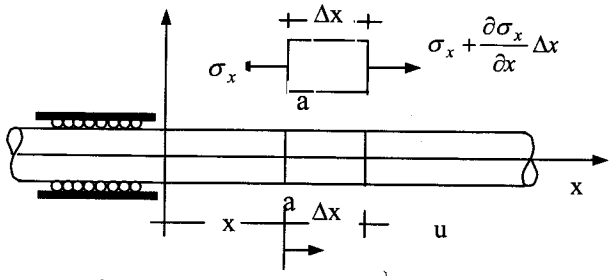
Richart dkk (1970), Prakash (1981) dan Kramer (1996) mengatakan bahwa penentuan kecepatan gelombang ini umumnya memakai model bahasan suatu gelombang yang merambat pada tali (rod) yang elastik, homogen dan isotropik. Terdapat 3 kemungkinan gelombang yang menjalar pada tali tersebut yaitu gelombang longitudinal, gelombang torsi dan gelombang lentur (*flexure*). Dua gelombang yang pertama umumnya dipakai sebagai bahasan utama.

4.7.1 Rambatan Gelombang Longitudinal Pada Tali (*Rod*)

Tali yang dipakai sebagai model fisik mempunyai bangun prismatis dengan luas potongan A. modulus elastik E dan berat volume γ. Masih terdapat asumsi lain yaitu bahwa bidang potongan tetap bidang baik sebelum dan sesudah dilalui gelombang, tegangan tali dianggap seragam di seluruh luas potongan dan pada keseimbangan dinamik, pengaruh gaya inersia (gaya yang berlawanan dengan arah gerakan) diabaikan. Untuk membahas hal ini diambil model tali dan tegangannya seperti tampak pada Gambar 4.18). Penjabaran kecepatan-kecepatan gelombang berikut sepenuhnya bersumber pada Richart (1970), Prakash (1981) dan Kramer (1996).

Gambar 4.18) adalah seutas tali prismatis yang dipegang oleh *double roll* sehingga tali tidak bergerak. Diambil suatu penggal tali sepanjang Δ_x seperti yang tampak pada gambar. Pada potongan a-a sejauh x terdapat tegangan sebesar σ_x, sedangkan pada potongan $(x+\Delta x)$ terdapat tegangan $\sigma_x + (\partial\sigma_x/\partial x).\Delta x$. Gaya-gaya tersebut sebagaimana tampak pada potongan sepanjang Δx di Gambar 4.18) Jumlah gaya yang bekerja pada potongan tersebut adalah,

$$F = -\sigma_x.A + \left\{\sigma_x + \frac{\partial\sigma_x}{\partial x}.\Delta x\right\}.A \qquad 4.10)$$



Gambar 4.18. Gelombang longitudinal pada Tali

Sesuai dengan hukum Newton II bahwa gaya adalah produk dari massa dengan percepatan. Oleh karena itu persamaan 4.10) akan menjadi,

$$-\sigma_x.A + \left\{\sigma_x + \frac{\partial\sigma_x}{\partial x}.\Delta x\right\}.A = \frac{\Delta x.A.\gamma}{g}.\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \qquad 4.11)$$

Persamaan 4.11) dapat disederhanakan menjadi,

$$\frac{\partial\sigma_x}{\partial x} = \frac{\gamma}{g}.\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \qquad 4.12)$$

Dengan notasi bahwa $\partial u/\partial x$ adalah regangan pada arah-x, maka sesuai dengan hukum Hooke akan terdapat hubungan,

$$\sigma_x = E.\frac{\partial u}{\partial x} \qquad 4.13)$$

Dengan demikian nilai diferensial persamaan 4.13) adalah,

$$\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} = E\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \qquad 4.14)$$

dengan mengambil notasi bahwa mass density $\rho = \gamma/g$, maka substitusi persamaan 4.14) kedalam persamaan 4.12) akan diperoleh,

$$E\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} = \rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \qquad 4.15.a)$$

$$\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = V^2{}_P\frac{\partial^2 u}{\partial x^2} \qquad 4.15.b)$$

$$V_P{}^2 = \frac{E}{\rho} \qquad 4.15.c)$$

Pers.4.15.b) adalah persamaan umum gelombang dimensi-1 (1-D) yang dinyatakan dalam persamaan diferensial parsiil, sedanglkan V_P adalah kecepatan rambat gelombang longitudinal atau gelombang primer (*P-wave*). Tampak pada pers. 4.15.c) bahwa kecepatan gelombang longitudinal merupakan fungsi lurus dari modulus elastik material, E dan fungsi terbalik dengan *mass density* material, ρ. Perlu diingat bahwa kecepatan gelombang longitudinal berbeda dengan kecepatan partikel (*particel velocity*). Secara matematis, Kramer (1996) memberikan jalan untuk menghitung kecepatan partikel yaitu,

$$\dot{u} = \frac{\partial u}{\partial t} = \frac{\varepsilon_x.\partial x}{\partial t} = \frac{\sigma_x}{E}\frac{V_P.\partial t}{\partial t}$$

$$\dot{u} = \frac{\sigma_x.V_P}{E} \qquad 4.16)$$

Disamping kecepatan partikel, penyelesaian pers. 4.15.b) akan menghasilkan simpangan (*displacement*) u, untuk berbagai kondisi batas (*boundary conditions*). Menurut pers.4.15) maka kecepatan gelombang primer V_P akan menjadi,

$$V_P = \sqrt{\frac{50.(10200)}{0{,}00255/980}\frac{kg}{cm^2}\frac{cm^3}{kg}\frac{cm}{dt^2}} = 442719\ \frac{cm}{dt} = 4{,}427\frac{km}{dt}$$

4.7.2 Rambatan Gelombang Torsi Pada Tali (*Rod*)

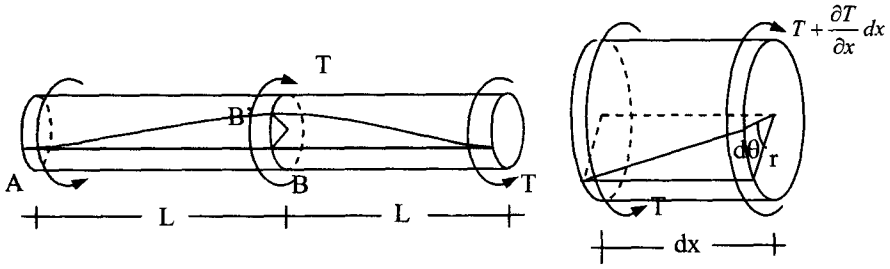
Untuk membahas masalah ini maka dipakai model torsi seperti yang tampak pada gambar 4.19). Menurut bahasan analisis struktur, hubungan antara momen torsi T dengan sudut puntir (*twist*) atas suatu batang prismatis adalah,

$$T = \frac{G.I_r.\theta}{L} \qquad 4.17)$$

Apabila dipandang atas suatu batang/tali sepanjang dx, maka sudut puntir dθ adalah,

$$T = G.I_r\frac{\partial \theta}{\partial x} \qquad 4.18.a)$$

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \frac{\partial}{\partial x}\left\{G.I_r\frac{\partial \theta}{\partial x}\right\} \qquad 4.18.b)$$



Gambar 4.19 Torsi

Pembahasannya senada dengan sebelumnya, yaitu dipotongan kiri bekerja momen torsi sebesar T , sedangkan sebelah kanan bekerja momen torsi sebesar T+ $(\partial T/\partial x)dx$ sebagaimana tampak pada Gambar 4.19). Senada dengan bahasan sebelumnya, jumlah momen torsi di dua potongan tersebut adalah,

$$F_T = -T + \left\{T + \frac{\partial T}{\partial x}\right\}.dx \qquad 4.19)$$

Senada dengan hukum Newton II, bahwa gaya torsi adalah produk antara mass rational inersia dengan percepatan sudut puntir, maka akan diperoleh,

$$-T + \left\{T + \frac{\partial T}{\partial x}\right\}.dx = \rho.I_r.dx.\frac{\partial^2\theta}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial T}{\partial x} = \rho.I_r..\frac{\partial^2\theta}{\partial t^2} \qquad 4.20)$$

Dengan mengkomunikasikan pers. 4.18.b) dengan pers.4.20) selanjutnya akan diperoleh,

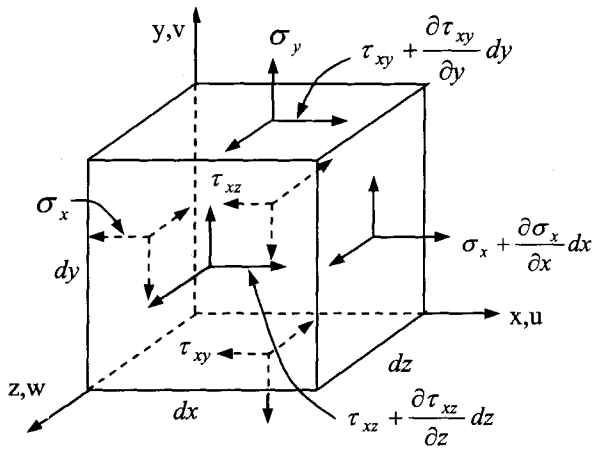
$$\frac{\partial}{\partial x}\left\{G.I_r\frac{\partial\theta}{\partial x}\right\} = \rho.I_r\frac{\partial^2\theta}{\partial t^2}$$

$$\frac{\partial^2\theta}{\partial t^2} = {V_T}^2\frac{\partial^2\theta}{\partial x^2} \qquad 4.21.a)$$

$${V_T}^2 = \frac{G}{\rho} \qquad 4.21.b)$$

4.8 Rambatan Gelombang di medium 3-Dimensi

Sebelumnya telah dibahas rambatan gelombang di medium 1-dimensi, yaitu rambatan gelombang di suatu tali (*rod*) yang dianggap homogen, elastik, isotropik dan mempunyai panjang tak terbatas. Kramer (1996) mengatakan bahwa model rambatan gelombang dalam 1-D tersebut belum memadai untuk memodel rambatan gelombang gempa di dalam tanah. Hal ini terjadi karena dari sumber gempa (*focus*) terjadi secara 3-dimensi dan rambatan energi gelombangnya akan menjalar kesegala arah (3-dimensi). Untuk itu diambil model elemen 3-dimensi dengan notasi dan gaya-gaya seperti yang tampak pada Gambar 4.20). Berikut ini adalah penjabaran rambatan gelombang gempa menurut Kramer (1996), dan Parakash (1991).



Gambar 4.20 Tegangan dalam 3-dimensi

Jumlah gaya-gaya yang bekerja pada arah-x misalnya dapat ditulis menjadi,

$$\sum F = \left\{\sigma_x + \frac{\partial \sigma_x}{\partial x}.dx\right\}.dy.dz - \sigma_x.dy.dz + \left\{\tau_{xy} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y}.dy\right\}.dx.dz -$$

$$\tau_{xy}.dx.dz + \left\{\tau_{xz} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}.dz\right\}.dx.dy - \tau_{xz}.dx.dy = 0 \qquad 4.22)$$

Persamaan di atas akan mengakibatkan *body force* saling mengeliminasi, sehingga terjadilah,

$$\sum F = \left\{\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}\right\}.dx.dy.dz \qquad 4.23)$$

Sesuai dengan hukum Newton II, maka persamaan 4.23) akan menjadi,

$$\left\{\frac{\partial \sigma}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}\right\}dx.dy.dz = \rho.dx.dy.dz.\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} \qquad 4.24)$$

Pers. 4.24) akan menjadi,

$$\rho \frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \left\{\frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z}\right\} \qquad 4.25.a)$$

Dengan cara yang sama maka akan diperoleh,

$$\rho \frac{\partial^2 v}{\partial t^2} = \left\{\frac{\partial \tau_{yx}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z}\right\} \qquad 4.25.b)$$

$$\rho \frac{\partial^2 w}{\partial t^2} = \left\{\frac{\partial \tau_{zx}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_w}{\partial z}\right\} \qquad 4.25.c)$$

yangmana u, v dan w adalah *displacement* masing-masing arah x, y dan z. Untuk dapat mentransfer pers.4.16) lebih lanjut, maka dipakai beberapa hubungan,

$$\sigma_x = \lambda.\bar{\varepsilon} + 2.G.\varepsilon_x, \qquad \tau_{xy} = \tau_{yx} = G.\gamma_{xy} = G.\gamma_{yx} \qquad 4.26.a)$$

$$\sigma_y = \lambda.\bar{\varepsilon} + 2.G.\varepsilon_y, \qquad \tau_{yz} = \tau_{zy} = G.\gamma_{yz} = G.\gamma_{zy} \qquad 4.26.b)$$

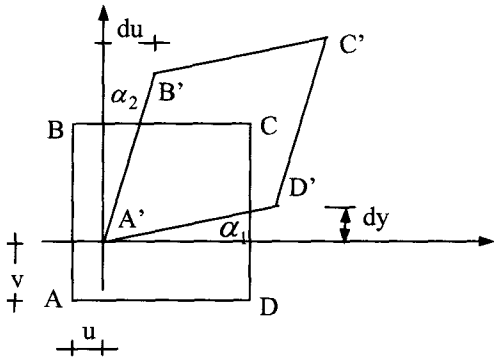
$$\sigma_z = \lambda.\bar{\varepsilon} + 2.G.\varepsilon_z, \qquad \tau_{zx} = \tau_{xz} = G.\gamma_{zx} = G.\gamma_{xz} \qquad 4.26.c)$$

dan

$$G = \frac{E}{2(1+\upsilon)} \qquad 4.27.a)$$

$$\lambda = \frac{\upsilon.E}{(1+\upsilon)(1-2\upsilon)} \qquad 4.27.b)$$

yangmana ν adalah Poisson's ratio, λ adalah Lame's constant, G adalah shear mo-dulus, γ adalah regangan geser. sedangkan $\bar{\varepsilon} = \varepsilon_x + \varepsilon_y + \varepsilon_z$. Menurut teori elastisitas regangan dan regangan geser menurut pers. 4.26) dapat dihubungkan dengan perubahan simpangan melalui Gambar 4.21)



Gambar 4.21 Elemen Geser

Suatu elemen ABCD yang mempunyai panjang elemen dx dan dy. Setelah mengalami perubahan bentuk sebesar α_1 = dv/dx dan α_2 = du/dy karena geser maka elemen tersebut menjadi A'B'C'D'. Regangan geser pada bidang x-y, $\varepsilon_{xy} = \alpha_1+\alpha_2$. Analogi yang sama juga terjadi pada bidang x-z dan bidang y-z. Dengan demikian akan diperoleh hubungan,

$$\varepsilon_{xx} = \frac{du}{dx}, \qquad \varepsilon_{yy} = \frac{dv}{dy}, \qquad \varepsilon_{zz} = \frac{dw}{dz} \qquad 4.28.a)$$

$$\gamma_{xy} = \frac{dv}{dx} + \frac{du}{dy}, \qquad \gamma_{yz} = \frac{dw}{dy} + \frac{dv}{dz}, \qquad \gamma_{zx} = \frac{du}{dz} + \frac{dw}{dx} \qquad 4.28.b)$$

Disamping itu juga terdapat *rotation displacement relationships* yaitu,

$$\Omega_x = \frac{1}{2}\left\{\frac{dw}{dy} - \frac{dv}{dz}\right\}, \quad \Omega_y = \frac{1}{2}\left\{\frac{du}{dz} - \frac{dw}{dx}\right\}, \quad \Omega_z = \frac{1}{2}\left\{\frac{dv}{dx} - \frac{du}{dy}\right\} \qquad 4.28.c)$$

Dengan memperhatikan pers. 4.26 dan 4.28) maka pers. 4.15.a) akan menjadi,

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial x}(\lambda.\bar{\varepsilon} + 2.G.\varepsilon_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y}(G.\gamma_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z}(G.\gamma_{xz})$$

$$\rho\frac{\partial^2 u}{\partial t^2} = \frac{\partial}{\partial x}(\lambda.\bar{\varepsilon} + G.\varepsilon_{xx}) + \frac{\partial}{\partial x}(G.\varepsilon_{xx}) + \frac{\partial}{\partial y}(G.\gamma_{xy}) + \frac{\partial}{\partial z}(G.\gamma_{xz}) \qquad 4.29)$$

Pers. 4.29) disederhanakan dengan menganggap $\bar{\varepsilon} \approx \varepsilon_{xx}$, dengan memperhatikan pers. 4.28) maka pers. 4.29) menjadi,

$$\rho\frac{\partial u^2}{\partial t^2} = (\lambda + G)\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x} + G.\nabla^2.u \qquad 4.30.a)$$

$$\rho\frac{\partial v^2}{\partial t^2} = (\lambda + G)\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial y} + G.\nabla^2.v \qquad 4.30.b)$$

$$\rho\frac{\partial w^2}{\partial t^2} = (\lambda + G)\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial z} + G.\nabla^2.w \qquad 430.c)$$

Pers. 4.30.b) dan pers. 4.30.c) dapat diperoleh dengan caya yang sama dengan pers. 4.30.a), dengan catatan,

$$\nabla^2 = \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2} \qquad 4.31)$$

4.8.1 Kecepatan Gelombang Primer V_P

Untuk memeperoleh rumusan kecepatan gelombang primer V_P dapat dimulai dengan transformasi persamaan 4.30) dengan mendiferensialkan persamaan tersebut masing-masing ke-x, ke-y dan ke-z dan dijumlahkan. Dengan cara tersebut pers. 4.30) dapat ditulis menjadi,

$$\rho\frac{\partial^2}{\partial t^2}.u = (\lambda + G)\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial x} + G.\left\{\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}\right\}u \qquad 4.32.a)$$

$$\rho\frac{\partial^2}{\partial t^2}.v = (\lambda + G)\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial y} + G.\left\{\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}\right\}v \qquad 4.32.b)$$

$$\rho\frac{\partial^2}{\partial t^2}.w = (\lambda + G)\frac{\partial \bar{\varepsilon}}{\partial z} + G.\left\{\frac{\partial^2}{\partial x^2} + \frac{\partial^2}{\partial y^2} + \frac{\partial^2}{\partial z^2}\right\}w \qquad 4.32.c)$$

Deferensial persamaan terhadap-x,

$$\rho\frac{\partial^2}{\partial t^2}\frac{\partial u}{\partial x} = (\lambda + G).\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial x^2} + G.\nabla^2\frac{\partial u}{\partial x} \qquad 4.33.a)$$

Dengan cara yang sama tetapi terhadap-y dan z akan diperoleh,

$$\rho\frac{\partial^2}{\partial t^2}\frac{\partial v}{\partial y} = (\lambda + G).\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial y^2} + G.\nabla^2\frac{\partial v}{\partial y} \qquad 4.33.b)$$

$$\rho\frac{\partial^2}{\partial t^2}\frac{\partial w}{\partial z} = (\lambda + G).\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial z^2} + G.\nabla^2\frac{\partial w}{\partial z} \qquad 4.33.c)$$

Dengan demikian pers. 4.30) akan menjadi,

$$\rho\frac{\partial^2}{\partial t^2}\left\{\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{\partial w}{\partial z}\right\} = (\lambda + G)\left\{\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial x^2}+\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial y^2}+\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial z^z}\right\} + G.\nabla^2\left\{\frac{\partial u}{\partial x}+\frac{\partial v}{\partial y}+\frac{\partial w}{\partial z}\right\} \qquad 4.34)$$

Pers. 4.34) dapat ditulis menjadi,

$$\rho\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + G).\nabla^2\bar{\varepsilon} + G.\nabla^2.\bar{\varepsilon} \qquad 4.35)$$

Selanjutnya pers. 4.35) dapat disederhanakan menjadi,

$$\rho\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = (\lambda + 2G).\nabla^2.\bar{\varepsilon}$$

$$\frac{\partial^2 \bar{\varepsilon}}{\partial t^2} = V^2{}_P.\nabla^2.\bar{\varepsilon} \qquad 4.36)$$

Dengan nilai V_P (perhatikan pers. 4.36),

$$V_P = \sqrt{\frac{(\lambda + 2G)}{\rho}} \qquad 4.37)$$

Dengan memperhatikan pers. 4.27), maka pers.4.37) dapat ditulis menjadi,

$$V_P = \sqrt{\frac{2.G.\nu}{(1-2\nu)\rho}+\frac{2.G}{\rho}} = \sqrt{\frac{2.G.\nu + 2.G.(1-2\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \qquad 4.38.a)$$

Kemudian,

$$V_P = \sqrt{\frac{G(2-2.\nu)}{\rho(1-2\nu)}} \qquad 4.38)$$

Apabila nilai Poisson's rasio ν, semakin besar (ingat bahwa nilai maksimum Poisson's ratio suatu material ν = 0,50) maka nilai penyebut pers. 4.38) akan semakin kecil. Pada kondisi tersebut kecepatan gelombang primer V_P akan sangat besar. Dengan memakai data seperti sebelumnya maka kecepatan gelombang primer V_P adalah,

$$V_P = \sqrt{\frac{217949(2-2.0{,}17)}{(0{,}00255/980)(1-2.0{,}17)}} = 458989\ \frac{cm}{dt} = 4{,}589\frac{km}{dt}$$

4.8.2 Kecepatan Gelombang Sekunder (S-wave)

Selanjutnya kecepatan gelombang sekunder dapat diperoleh dengan deferensial pers. 4.32.b) ke perubah-z untuk mengurangkan deferensial pers. 4.32.c) ke perubah y, yaitu,

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \frac{\partial v}{\partial z} = G.\nabla^2 \frac{\partial v}{\partial z} \qquad 4.39.a)$$

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \frac{\partial w}{\partial y} = G.\nabla^2 \frac{\partial w}{\partial y} \qquad 4.39.b)$$

Sesuai dengan keterangan di atas, pers. 4.39.b) dikurangi pers. 4.39.a) akan diperoleh,

$$\rho \frac{\partial^2}{\partial t^2} \left\{ \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right\} = G.\nabla^2 . \left\{ \frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z} \right\} \qquad 4.40$$

Dengan memperhatikan pers. 4.28.c) maka pers. 4.40) akan menjadi,

$$\rho \frac{\partial \Omega_x}{\partial t^2} = G.\nabla^2 .\Omega$$

$$\frac{\partial \Omega_x}{\partial t^2} = V_S{}^2 .\nabla^2 .\Omega \qquad 4.41)$$

Dengan,

$$V_S = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \qquad 4.42)$$

Dengan demikian rasio kecepatan gelombang primer V_P dan gelombang sekunder V_S akan menjadi,

$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}} \qquad 4.43)$$

Pers.4.43) dapat diperoleh dengan membandingkan antara persamaan 4.38) dengan pers.4.42). Senada dengan yang dikatakan sebelumnya, pada nilai Poisson's ratio yang semakin besar, maka penyebut pada pers. 4.43) akan semakin kecil. Akibatnya rasio gelombang primer dan gelombang sekunder V_P/V_S akan semakin besar.

4.8.3 Gelombang pada *Semi Infinite Body* (*Half Space*)

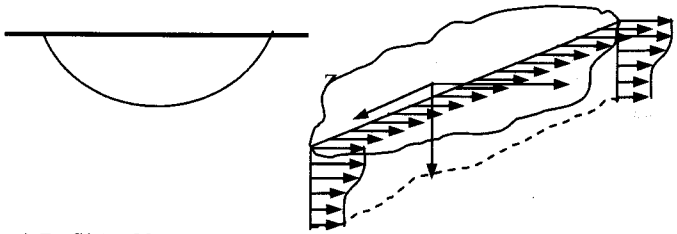
Dua gelombang yang dibahas sebelumnya adalah gelombang yang menjalar pada media kontinum atau *infinite body* (di dalam tanah, relatif jauh dari permukaan). Prakash (1981) mengatakan bahwa kecepatan gelombang *body* masing-masing V_P (gelombang primer) seperti pada pers. 4.38) serta V_S (gelombang geser) seperti pada pers. 4.42) kurang memberikan efek yang siknifikan pada respon bangunan. Hal ini terjadi karena semua fondasi bangunan terletak di dekat permukaan tanah yangmana pada strata tersebut merambat gelombang permukaan *(surface waves)*. Kondisi seperti itu yaitu suatu massa/media tanah yang mempunyai batas di permukaan disebut *semi-infinite body* atau *Half Space*. Asumsi kondisi tanah pada *Half Space* masih sama dengan terdahulu yaitu homogen, elastik dan isotropik.

Arti penting kecepatan gelombang primer V_P dan gelombang geser V_S terletak pada *engineering seismology* yang salah satunya adalah dalam menentukan episenter suatu gempa. Selanjutnya pada strata tanah di dekat permukaan akan terdapat dua gelombang permukaan

yaitu gelombang Rayleigh (*R-wave*) dan gelombang Love (*L-wave*). Sebagaimana disampaikan sebelumnya nama gelombang ini diambil dari penemunya.

4.8.3.a Gelombang Rayleigh (R-wave)

Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa pengaruh gelombang ini akan berkurang secara drastis pada lapisan tanah yang semakin dalam. Namun demikian semua jenis fondasi bangunan masih terletak di dekat permukaan tanah, sehingga pengaruh gelombang ini masih sangat siknifikan. Untuk membahas masalah ini dipakai model medium *Half-Space* seperti tampak pada Gambar 4.22).



a) Pofil *Half Space* b) Isometri

Gambar 4.22. Potongan tanah *Half Space* /setengah ruang (Kramer, 1996)

Pembahasan dimulai dengan mengambil rambatan gelombang pada bidang x-y, dengan gerakan /*displacement* partikel kearah z sama dengan nol. Notasi y dianggap positif dengan arah masuk ke dalam tanah. Sama dengan bahasan sebelumnya, u dan v masing-masing adalah *displacement* arah sumbu-x dan arah sumbu-y. Nilai-nilai u dan v tersebut dapat dinyatakan dalam bentuk,

$$u = \frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \varphi}{dy} \qquad 4.44.a)$$

$$v = \frac{\partial \phi}{\partial y} - \frac{\partial \varphi}{dx} \qquad 4.44.b)$$

Volumetric strain $\bar{\varepsilon}$ adalah $\bar{\varepsilon} = \varepsilon_{xx} + \varepsilon_{yy}$, sehingga akan terdapat hubungan,

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\partial u}{\partial x} + \frac{\partial v}{\partial y}$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\partial}{\partial x}\left\{\frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \varphi}{\partial y}\right\} + \frac{\partial}{\partial y}\left\{\frac{\partial \phi}{\partial y} - \frac{\partial \varphi}{\partial x}\right\} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x \partial y}$$

$$\bar{\varepsilon} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \phi}{\partial y^2} = \nabla^2 \phi \qquad 4.45)$$

Sedangkan rotasi pada bidang x-y dapat dinyatakan dalam bentuk (lihat pers. 4.28.c, dengan terbalik karena arah ke bawah dianggap positif),

$$2\Omega_z = \frac{\partial u}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial x}$$

$$2\Omega_z = \frac{\partial}{\partial y}\left\{\frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \varphi}{\partial y}\right\} - \frac{\partial}{\partial x}\left\{\frac{\partial \phi}{\partial y} - \frac{\partial \varphi}{\partial x}\right\} = \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} - \frac{\partial^2 \phi}{\partial x \partial y} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2}$$

$$2\Omega = \frac{\partial^2 \varphi}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 \varphi}{\partial y^2} = \nabla^2 \varphi \qquad 4.46)$$

Substitusi nilai u dan v pada pers. 4.44.a) dan 4.44.b) kedalam pers. 4.30.a) dan 4.30.b) dan dengan memperhatikan pers. 4.45) dan 4.46) maka akan diperoleh,

$$\rho \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2}\right) + \rho \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2}\right) = (\lambda + G)\frac{\partial}{\partial x}(\nabla^2 \phi) + G.\nabla^2\left\{\frac{\partial \phi}{\partial x} + \frac{\partial \varphi}{\partial y}\right\}$$

$$\rho \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2}\right) + \rho \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2}\right) = (\lambda + 2G)\frac{\partial}{\partial x}(\nabla^2 \phi) + G.\frac{\partial}{\partial y}(\nabla^2 .\varphi) \qquad 4.47$$

Selanjutnya,

$$\rho \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2}\right) - \rho \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2}\right) = (\lambda + G)\frac{\partial}{\partial y}(\nabla^2 \phi) + G.\nabla^2\left\{\frac{\partial \phi}{\partial y} - \frac{\partial \varphi}{\partial x}\right\}$$

$$\rho \frac{\partial}{\partial y}\left(\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2}\right) - \rho \frac{\partial}{\partial x}\left(\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2}\right) = (\lambda + 2G)\frac{\partial}{\partial y}(\nabla^2 \phi) - G.\frac{\partial}{\partial x}\nabla^2 .\varphi \qquad 4.48)$$

Pers. 4.47) dan pers. 4.48) adalah persamaan simultan, keduanya paralel dalam hal koefisien, tingkat derivatif dan tanda antara ruas kiri dan ruas kanan. Oleh karena itu persamaan tersebut akan memenuhi hubungan :

1. Berdasarkan suku pertama ruas kiri dan ruas kanan (untuk persamaan keduanya),

$$\frac{\partial^2 \phi}{\partial t^2} = \frac{(\lambda + 2G)}{\rho}.\nabla^2 \phi = {V_P}^2.\nabla^2 \phi \qquad 4.49)$$

2. Berdasarkan suku kedua ruas kiri dan ruas kanan (untuk persamaan keduanya),

$$\frac{\partial^2 \varphi}{\partial t^2} = \frac{G}{\rho}.\nabla^2 .\varphi = {V_S}^2.\nabla^2 .\varphi \qquad 4.50)$$

Langkah selanjutnya menyelesaikan pers. 4.49) dan 4.50). Secara matamatik penyelesaian persamaan tersebut agak panjang. Richart dkk (1970), Prakash (1975), Das (1993) dan Kramer (1996) menpunyai jalan yang hampir sama didalam menyelesaikan persamaan tersebut. Setelah diambil notasi bahwa K = V_R/V_S, yaitu rasio antara kecepatan gelombang Rayleigh dengan gelombang Geser dan,

$$\alpha^2 = \frac{{V_S}^2}{{V_P}^2} = \frac{G}{\lambda + 2G} = \frac{G}{\frac{2\nu.G}{(1-2\nu)} + 2G} = \frac{G(1-2\nu)}{2\nu G + 2G - 4\nu G} = \frac{(1-2\nu)}{(2-2\nu)} \qquad 4.51)$$

maka setelah mengalami manipulasi matematik yang cukup panjang, penyelesaian pers. 4.49) dan 4.50) menghasilkan suatu hubungan.

$$K^6 - 8K^4 - (16.\alpha^2 - 24).K^2 - 16(1-\alpha^2) = 0 \qquad 4.52)$$

dengan,

$$K^2 = \frac{V_R^{\,2}}{V_S^{\,2}} \qquad 4.53)$$

Persamaan tersebut adalah persamaan K pangkat-6 yang akan menghasilkan 3-akar, dan pada umumnya akan terdapat akar yang memenuhi syarat. Kriteria akar yang syarat apabila,

$$\eta^2 = 1 - K^2 > 0 \qquad 4.54)$$

Agar pers. 4.54) tersebut terpenuhi, maka akar K yang dipilih adalah yang nilainya < 1 atau K < 1. Tampak pada persamaan di atas bahwa rasio antara V_R/V_S akan dipengaruhi oleh Poisson's ratio, ν suatu bahan. Dengan demikian apabila nilai tersebut diketahui, rasio kecepatan antara gelombang Rayleigh dengan gelombang Geser dapat dihitung. Selanjutnya kecepatan gelombang Rayleigh juga dapat dicari dengan rumus pendekatan yaitu (Novak, 1983),

$$V_R = \frac{0.862 + 1{,}14.\nu}{1+\nu} . V_S \qquad 4.55)$$

Sebagai contoh nilai-nilai poisson's ratio untuk berbagai jenis bahan adalah seperti yang tampak pada Tabel 4.4.

Tabel 4.4 Nilai-nilai Poisson's ratio

No	Jenis Material	Poisson's ratio	Keterangan
1	Material tanah		
	a.Clay, saturated	0,50	
	b.Clay with sand and silt	0,30 – 0,42	
	c. Clay, unsaturated	0,35 – 0,40	
	d. Loess	0,44	
	e. Silt	0,30 – 0,35	
	f. Sandy soil	0,15 – 0,25	
	g. Sand	0,30 – 0,35	
	h. Rock	0,10 – 0,40	
2.	Beton	0,18 – 0,22	
3.	Metal	0,25 – 0,33	
4.	Baja	0,30	
5.	Karet		

Contoh : Suatu material beton mempunyai nilai Poisson's ratio ν = 0,20. Akan dihitung rasio antara V_R/V_S.

1. Nilai α, $\alpha^2 = \frac{1-2.\nu}{2-2.\nu} = \frac{1-2(0{,}2)}{2-2(0{,}2)} = 0{,}375$
2. Persamaan 4.52)

$$K^6 - 8K^4 - (16 * 0{,}375 - 24)K^2 - 16(1 - 0{,}375) = 0$$

$$K^6 - 8K^4 + 18K^2 - 10 = 0$$

3. Persamaan di atas mempunyai akar berturut-turut K^2= 0,9110, 1,6397 dan 2,1169 dan yang memenuhi persamaan 4.54) adalah 0,9110
4. Rasio V_R/V_S

$$K = \frac{V_R}{V_S} = \sqrt{0{,}911} = 0{,}9539$$

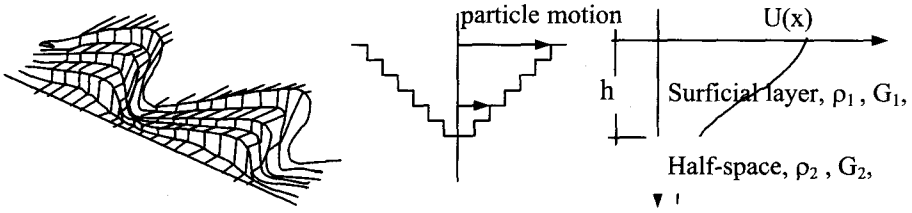
Dengan menggunakan persamaan 4.55) akan diperoleh,

$$V_R = \frac{0{,}862 + 1{,}14.(0{,}2)}{1 + 0{,}2}.V_S = 0{,}9083.V_S$$

Hasil yang diperoleh dari rumus pendekatan pada perasamaan 4.55) cukup jauh dengan hasil persamaan 4.52).

4.8.3.b Gelombang Love (L-wave)

Sebagaimana disampaikan sebelumnya gelombang ini mempunyai gerakan partikel hanya ke arah horisontal saja (tidak ada gerakan vertikal). Kramer (1996) mengatakan bahwa gelombang *Love* pada hakekatnya adalah gelombang SH yang terperangkap dalam lapis permukaan tanah. Sebagaimana dikatakan sebelumnya gelombang ini didefinisikan oleh ahli matematik bangsa Inggris A.E.H Love melalui pemodelan matematik pada tahun 1911. Variasi gerakan partiklel ke arah horisontal menurut kedalaman tanah adalah seperti yang tampak pada Gambar 4.23).



Gambar 4.23. Profil gelombang Love

Tampak pada Gambar 4.23 bahwa gerakan partikel horisontal menurun drastis pada elevasi tanah yang semakin dalam. Dengan catatan bahwa $\rho 1 < \rho 2$ dan $G_1 < G_2$, V_{S1} dan V_{S2} berturut-turut adalah kecepatan gelombang geser lapis permukaan dan lapis *half-space*, h adalah tebal *surficial layer* (lapis permukaan) dan ω adalah *wave angular frequency*, maka setelah melalui manipulasi matematik yang agak panjang, kecepatan gelombang Love dapat diperoleh dari penyelesaian (Kramer, 1996) persamaan,

$$\tan \omega.h\left\{\frac{1}{{V_{S1}}^2} - \frac{1}{{V_L}^2}\right\}^{1/2} = \frac{G_2}{G_1}\frac{\sqrt{\frac{1}{{V_L}^2} - \frac{1}{{V_{S2}}^2}}}{\sqrt{\frac{1}{{V_{S1}}^2} - \frac{1}{{V_L}^2}}} \qquad 4.56)$$

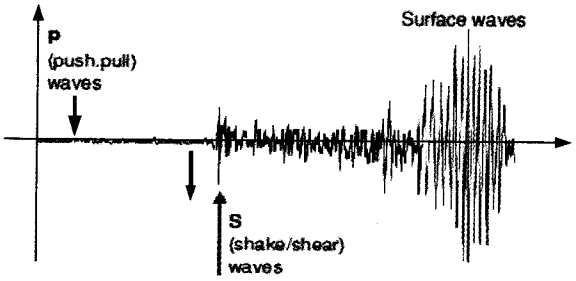
Selanjutnya Kramer 91996) mengatakan bahwa kecepatan gelombang love minimum sama dengan V_{S1} dan maksimum sama dengan V_{S2}. Hal yang sedikit berbeda dengan Bolt (1975). Novak (1983) selanjutnya mengatakan bahwa kecepatan gelombang Love (V_L) umumnya adalah,

$$V_{S1} \prec V_L \prec V_{S2} \qquad 4.57)$$

yangmana VS1 dan VS2 berturut-turut adalah kecepatan gelombang geser di lapis permukaan dan lapis *half-space.*

4.9 Energi Gelombang Gempa

Semua gelombang gempa yang dibahas didepan dapat dideteksi oleh pencatat gempa baik seismograph maupun *eccelerograph*. Salah satu contoh rekaman gempa yang merekam beberapa jenis gelombang adalah sebagaimana tampak dalam Gambar 4.24) berikut.



Gambar 4.24 Rekaman urutan kedatangan gelombang gempa

Sebagaimana sifat dan kecepatan gelombang yang telah dibahas sebelumnya maka gelombang primer akan terekam/datang pertama kali dan selanjutnya gelombang sekunder atau *S-wave* menyusul. Terlihat bahwa walaupun gelombang sekunder memberikan efek geser yang dapat menggoncang bangunan tetapi pengaruhnya relatif kecil. Gelombang permukaan adalah gelombang yang paling mengakibatkan kerusakan karena energi yang terkandung didalamnya sangat besar.

Richart dkk. (1966) mengatakan bahwa percobaan atas getaran vertikal suatu fondasi menunjukkan bahwa input energi akan ditransfer berturut-turut 67 % menjadi energi gelombang Rayleigh (*R-wave*), selanjutnya 26 % merupakan energi gelombang Sekunder (S-wave) dan hanya 7 % saja energi yang terkandung dalam *P-wave.* Selanjutnya juga dikatakan bahwa amplitude gelombang primer (*P-wave*) akan berkurang dengan proporsi 1/R di dalam medium bumi, yang mana R adalah jarak episenter. Menurunnya amplitude *P-wave* tersebut akan semakin cepat apabila merambat di permukaan tanah yaitu dengan proporsi $1/R^2$. Sementara itu berkurangnya amplitude *surface wave* justru relatif lambat yaitu hanya $1/\sqrt{R}$.

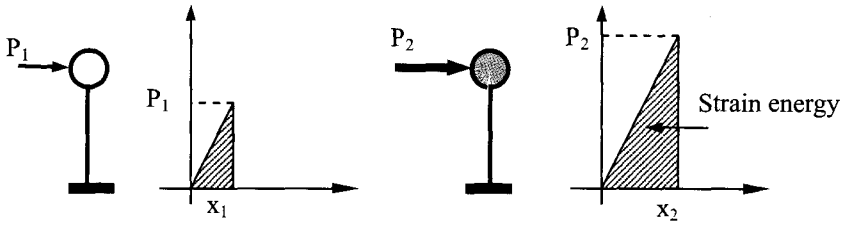
Kenyataan tersebut sebenarnya senada dengan hal-hal yang disampaikan sebelumnya. Gelombang *body* terutama *P-wave* adalah gelombang dengan kandungan frekuensi yang relatif tinggi. Sementara gelombang permukaan *R-wave* adalah gelombang dengan kandungan frekuensi relatif rendah. Hukum yang sudah disampaikan sebelumnya bahwa kemampuan atau daya serap media terhadap gelombang akan berbanding terbalik dengan panjang gelombang. Gelombang primer merupakan gelombang frekuensi relatif tinggi berarti panjang gelombangnya relatif pendek. Sesuai dengan hukum tersebut energi gelombang ini akan relatif mudah diserap, sehingga amplitudo gelombang akan berkurang relatif cepat. Hal sebaliknya akan terjadi pada gelombang permukaan R-wave.

Seperti disebut sebelumnya bahwa energi gelombang adalah salah satu bentuk transformasi dari energi mekanik. Demikian juga dengan gelombang energi gempa, energi tersebut adalah suatu bentuk transfer dari energi mekanik saat terjadinya patahan pada gempa utama (*main shock*). Semakin besar kandungan energi gempa maka akan semakin besar efeknya terhadap goncangan/getaran tanah. Semakin besar getaran tanah maka akan semakin besar juga daya-rusaknya (*destructiveness*) terhadap bangunan.

Untuk membahas efek energi gempa pada struktur dapat dilihat pada efek angin terhadap pohon/struktur. Semakin besar kecepatan angin maka semakin besar energi yang terkandung pada angin dan semakin besar pula efeknya terhadap goyangan pohon atau struktur bangunan.

Efek energi mekanik (yang dapat ditransfer menjadi energi gelombang) terhadap struktur juga dapat dibuktikan secara matematik, misalnya melalui model seperti Gambar 4.25).

Sebuah struktur dengan sebuah massa m diujung atas seperti Gambar 4.25). Pada kondisi pertama yaitu pada Gambar 4.25) kiri, suatu massa didesak dengan gaaya P_1 dan massa akan mengalami perpindahan tempat sejauh x_1 . Energi mekanik (dalam hal ini berupa energi regangan atau *strain energy*) adalah $E_1 = 0.5\ P_1.x_1$ seperti ditunjukkan luasan terarsir.



Gambar 4.25 *Strain Energy*

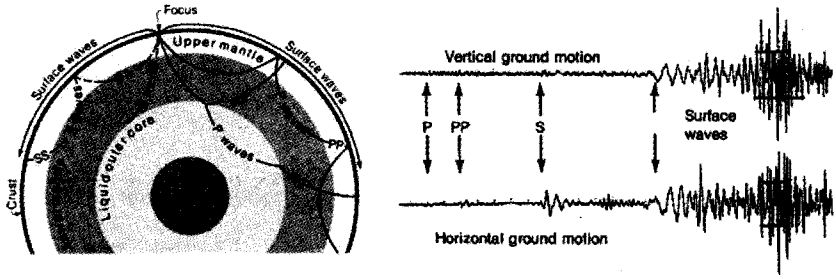
Pada gambar 4.25) kanan, suatu massa m di desak dengan gaya P_2 ($P_2 > P_1$) maka massa tersebut akan mengalami simpangan sebesar x_2 yangmana x_2 lebih besar daripada x_1. Dengan demikian energi mekanik yang terkandung didalam struktur tersebut $E_2 = 0.5\ P_2\ x_2$. Didalam peristiwa gempa, energi mekanik akibat pecahnya massa batuan akan ditransfer menjadi energi gelombang yang kemudian merambat ke segala arah. Menabuh genderang adalah salah satu contoh yangmana energi mekanik akibat benturan antara pemukul dan selaput genderang kemudian diubah menjadi energi getaran yang menggetarkan selaput genderang.

4.10 Efek Jarak

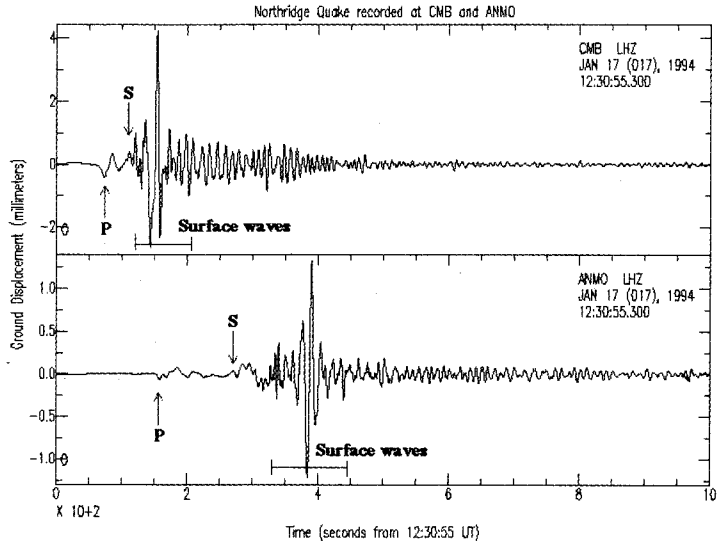
Seperti telah disinggung sebelumnya bahwa derajat akurasi dalam memperkirakan jarak episenter relatif lebih baik daripada kedalaman fokus. Dengan perkataan lain ketepatan dalam menentukan kedalaman fokus relatif lebih sulit dibanding dengan menentukan episenter gempa. Karakter rekaman gelombang-gelombang gempa (akselerogram) yang direkam di stasiun pencatat gempa pada hakekatnya dipengaruhi oleh jarak antara sumber gempa sampai lokasi pencatat gempa. Press dan Siever (1978) memberikan suatu ilustrasi pengaruh jarak terhadap karakter rekaman gempa seperti yang disajikan dalam Gambar 4.26).

Kedatangan gelombang gempa akan dipengaruhi oleh kecepatan masing-masing gelombang. Mengingat gelombang Primer (*P-wave*) mempunyai kecepatan gelombang paling besar dan kemudian disusul oleh gelombang Sekunder (*S-wave*) dan gelombang permukaan (*surface wave*), maka urutan kedatangan gelombang sesuai dengan kecepatannya seperti yang tampak pada Gambar 4.26). Tampak pada gambar tersebut bahwa gelombang PP adalah gelombang primer yang sudah memantul.

Gambar-gambar berikut ini adalah contoh rekaman gempa Northridge di USA yang terjadi pada tahun 1994, yang direkam di beberapa tempat. Pada gambar tersebut gempa Northridge direkam di New Mexico dan tempat yang lebih jauh lagi dari Northridge. Tampak bahwa semakin jauh tempat perekam gempa, selisih kedatangan P-wave dan S-wave akan semakin lama. Pada gambar juga tampak bahwa durasi *surface waves* menjadi lebih lama pada jarak yang semakin jauh dari pusat gempa.



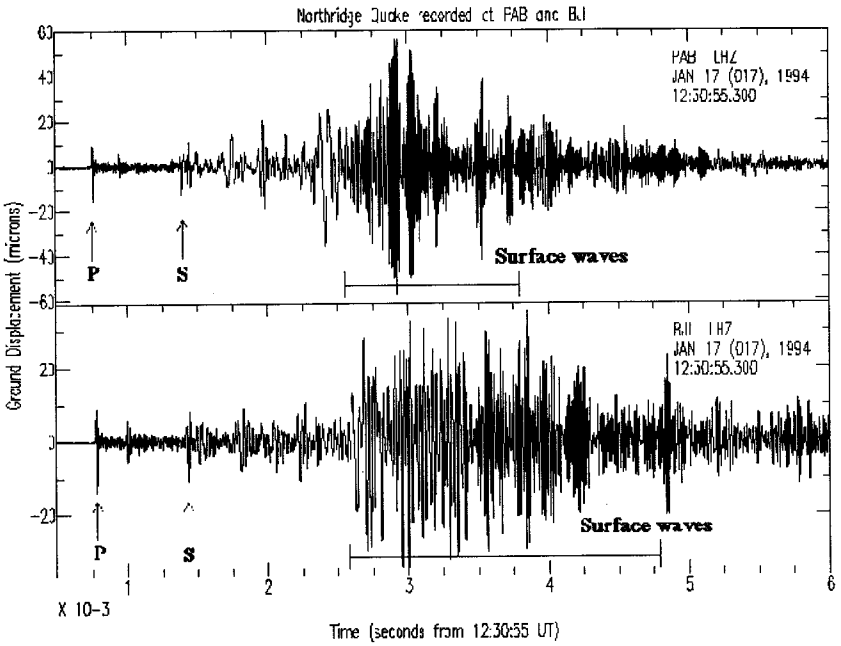
Gambar 4.26 Kedatangan gelombang gempa (Press & Siever, 1978)



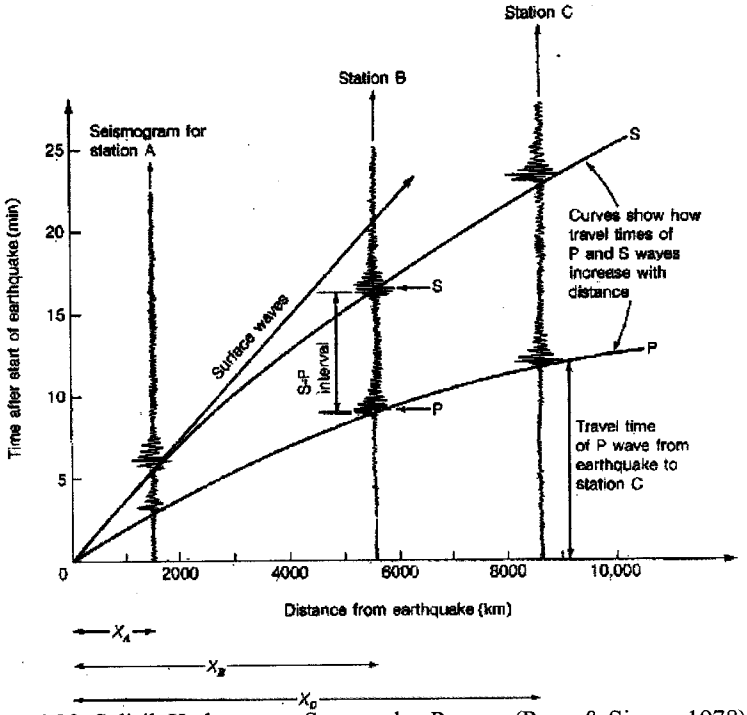
Gambar 4.27 Rekaman gempa Northridge [ ]

Bentuk umum rekaman gempa ternyata juga berubah menurut dimana gempa itu direkam. Gambar 4.28) adalah gempa Northridge yang direkam di San Pablo dan Beijing China. Apabila dibandingkan dengan gambar sebelumnya, maka rekaman tersebut menjadi sangat berbeda. Hal ini terjadi karena bentuk, durasi dan besarnya respons tanah (percepatan, kecepatan dan simpangan) serta kandungan frekuensi sangat dipengaruhi oleh media tanah yang dilewati gelombang gempa dan kondisi tanah di tempat perekam gempa. Dengan demikian harus hati-hati dalam menentukan rekaman gempa yang akan dipakai sebagai beban dinamik.

Dengan memperhatikan gambar-gambar di atas dapatlah dimengerti bahwa karakter rekaman gempa dipengaruhi oleh jarak dari sumber gempa sampai stasiun pencatat gempa dan kondisi geologi yang dilewati oleh gelombang gempa. Semakin jauh jarak tersebut maka semakin lama selisih kedatangan gelombang primer (*P-wave*) dan gelombang sekunder (*S-wave*). Hal ini terjadi karena *S-wave* lebih lambat dari *P-wave* sehingga semakin jauh jarak tempuh maka semakin lama selisih waktu kedatangan antara kedua gelombang gempa.



Gambar 4.28 Contoh Gempa Northridge direkam di San Pablo dan Beijing [ ]

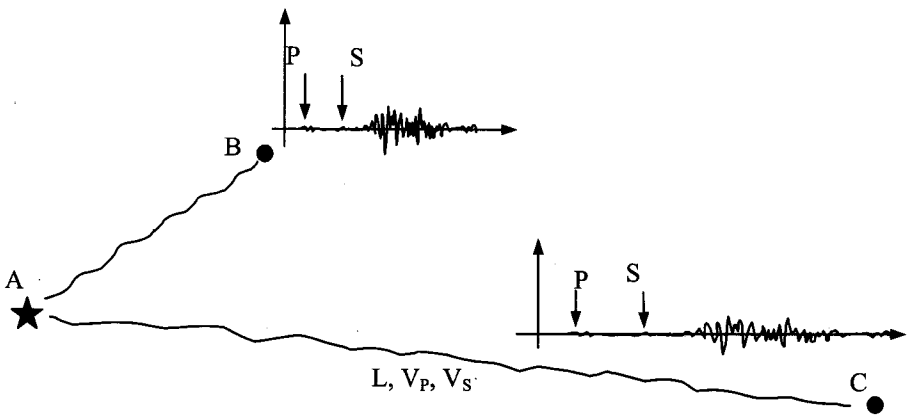


Gambar 4.29 Selisih Kedatangan S-wave dan P-wave (Press & Siever, 1978)

Selisih waktu kedatangan gelombang *P-wave* dan *S-wave* kemudian oleh Richter (1935) dijadikan suatu indikator untuk menentukan ukuran gempa. Hal ini dapat diketahui dengan memperhatikan Gambar 5.11). Dengan memperhatikan gambar tersebut, maka untuk nilai maksimum amplitudo yang sama suatu gempa yang selisih waktu kedatangan antara gelombang P dan gelombang S yang lebih lama (untuk jarak yang lebih jauh) maka akan menghasilkan ukuran gempa yang lebih besar.

Hal ini juga dapat dipakai untuk mengetahui pengaruh kedalaman gempa. Misalnya dengan nilai maksimum amplitudo yang sama, maka pada gempa yang lebih dalam akan menghasilkan nilai ukuran gempa yang lebih besar karena selisih waktu kedatangan gelombang P dan gelombang S yang lebih lama. Apabila kondisinya dibalik, pada dua gempa yang sama tetapi gempa yang satu lebih dalam maka gempa yang lebih dalam akan mempunyai amplitudo yang lebih kecil. Dengan perkataan lain maka gempa yang lebih dalam akan mempunyai efek yang lebih kecil daripada gempa yang lebih dangkal.

Selisih kedatangan gelombang primer dan sekunder dapat dipakai untuk menentukan letak episenter gempa. Selisih kedatangan gelombang primer dan sekunder tersebut akan semakin lama pada jarak yang semakin jauh seperti yang tampak pada Gambar 4.29). Gambar 4.29 menunjukkan bahwa $x_C > x_B > x_A$, karena selisih kedatangan antara dua gelombang (*S-P interval*) $\Delta t_C > \Delta t_B > \Delta t_A$. Apabila selisih kedatangan gelombang gempa Δt diketahui maka jarak episenter R dapat dihitung secara matematis melalui ilustrasi seperti pada Gambar 4.30).



Gambar 4.30) Selisih kedatangan S-wave dan P-wave

Suatu gempa dengan episenter di A, gelombang gempa baik P-wave maupun S-wave merambat ke B dan ke C. Selisih kedatangan *S-wave* dan *P-wave* di C akan lebih lama daripada di B, karena jarak AC lebih jauh daripada jarak AB. Misalnya yang akan dipakai sebagai pembahasan adalah jarak AC sepanjang L dengan kecepatan gelombang primer dan sekunder masing-masing adalah V_P dan V_S seperti tampak pada gambar. Misalnya selisih kedatangan *S-wave* dan *P-wave* adalah Δt. Oleh karena itu akan terdapat hubungan,

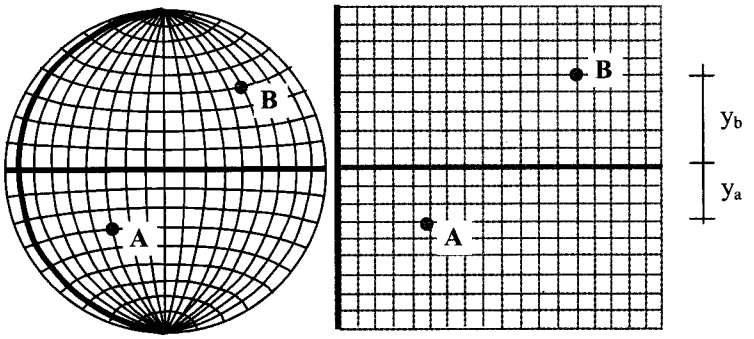
$$\frac{L}{V_P} + \Delta t = \frac{L}{V_S} \quad , \quad \frac{L + V_P.\Delta t}{V_P} = \frac{L}{V_S}$$

$$V_P.\Delta t = \frac{V_P}{V_S} L - L \quad , \quad L\left\{\frac{V_P}{V_S} - 1\right\} = V_P .\Delta t$$

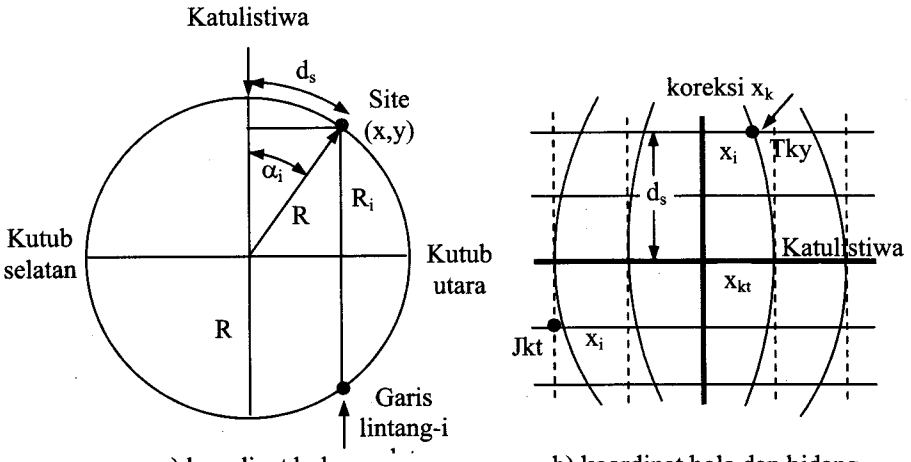
$$L = \frac{\Delta t.V_P}{\left\{\frac{V_P}{V_S} - 1\right\}} \qquad 4.58)$$

4.11 Sistim Koordinat

Sistim koordinat yang dipakai pada bumi adalah koordinat bola. Sistim koordinat itu memberikan nilai bahwa setiap 1° pada setiap garis bujur mempunyai jarak yang sama baik di daerah katulistiwa sampai di daerah kutub. Namun demikian jarak pada setiap 1° pada garis lintang akan berbeda-beda tergantung pada berapa derajat garis lintang yang bersangkutan. Hanya pada garis katulistiwa jarak untuk 1° garis lintang akan mempunyai jarak yang sama dengan 1° pada garis bujur.



Gambar 4.31 Koordinat bola dan koordinat bidang



Gambar 4.32. Koordinat bola dan koordinat bidang

Koordinat di suatu tempat di muka bumi dinyatakan dalam kordinat bola. Oleh karena itu harus ada koreksi koordinat/jarak apabila akan dihitung jarak antar kota terutama kota-kota yang jauh dari katulistiwa. Perbedaan sistim koordinat antara kordinat bola dan koordinat

:idang adalah seperti yang disajikan pada Gambar 4.31). Pada gambar tersebut tampak bahwa ;raj untuk setiap derajat pada garis bujur akan tetap sama. Namun demikian jarak yang senada ;ada garis lintang dari katulistiwa akan semakin mengecil dan mencapai jarak sama dengan nol ;tuk di kutub utara maupun kutub selatan.

Sebagai contoh jarak A-B pada koordinat bola pada Gambar 4.31) tidak sama dengan ;rak A-B pada koordinat bidang. Perbedaan jarak tersebut akan semakin besar apabila A dan 3 semakin mendekati kutub-kutub dan pada garis bujur yang sangat berjauhan. Jarak y_a dan y_b ;itu jarak pada garis bujur tidak ada koreksi. Untuk itu maka perlu dilakukan koreksi jarak.

Untuk mengoreksi jarak pada garis lintang maka diambil potongan bumi menurut garis ;tang seperti yang tampak pada Gambar 4.32. Berdasarkan Gambar 4.32) maka sudut α,

$$\alpha = \frac{d_s}{K} = \frac{d_s}{2.\pi.R} 360^o \qquad 4.59)$$

Selanjutnya, jari-jari lingkar bumi R_i pada sudut α akan menjadi,

$$R_i = R.\cos\alpha \qquad 4.60)$$

Dengan demikian keliling bumi pada garis lintang-i menjadi,

$$K_i = 2.\pi.R_i \qquad 4.61)$$

Panjang garis bujur untuk setiap 1° garis-lintang di site-i, x_i menjadi,

$$x_i = \frac{K_i}{360} \qquad 4.62)$$

Koreksi x_k adalah,

$$x_k = \frac{2.\pi.R}{360} - \frac{2.\pi.R_1}{360} = \frac{2.\pi.(R - R_i)}{360} \qquad 4.63)$$

Contoh : Kota Tokyo mempunyai koordinat (35.45N ; 139,30E). Jari-jari bumi R = 6370 km. Sedangkan Yogyakarta mempunyai koordinat (-7.49S; 110.22E). Akan dicari koodinat ;idang kota Tokyo, Yogyakarta dan Jarak Tokyo-Yogyakarta.

Keliling bumi, K adalah :

$$K = 2.\pi.6370 = 40040\, km$$

Jarak 1° pada garis bujur adalah,

$$x_{kt} = \frac{40040}{360} = 111{,}222\ km$$

Ordinat kota Tokyo akan menjadi,

$$y_{tky} = d_s = 35{,}75.(111{,}222) = 3976{,}194\ km$$

Ordinat kota Yogyakarta akan menjadi,

$$y_{tky} = d_s = -7{,}8167.(111{,}222) = -869{,}3857\ km$$

Sudut α kota Tokyo akan menjadi,

$$\alpha_{tky} = \frac{3976{,}194}{40040} 360 = 35{,}75^o$$

$$R_i = R.\cos(35{,}75) = 6370.\cos(35{,}75) = 5168{,}79\ km$$

Sedangkan sudut α kota Yogyakarta akan menjadi,

$$\alpha_{yk} = \frac{869{,}3857}{40040} 360 = 7{,}8166^o$$

$$R_i = R.\cos(7{,}8166) = 6370.\cos(7{,}8166) = 6310{,}765\ km$$

Keliling garis lintang yang melewati kota Tokyo adalah,

$$K_i = 2.\pi.R_i = 2.\pi.(5168{,}79) = 32489{,}55\ km$$

Keliling garis lintang yang melewati kota Yogyakarta adalah,

$$K_i = 2.\pi.R_i = 2.\pi.(6310{,}765) = 39667{,}66\ km$$

Panjang 1° garis lintang yang melewati kota Tokyo adalah

$$x_i = \frac{32489{,}55}{360} = 90{,}2487\ km$$

Panjang 1° garis lintang yang melewati kota Yogyakarta adalah

$$x_i = \frac{39667{,}66}{360} = 110{,}188\ km$$

Koordinat kota Tokyo ,

$$x_{tky} = 139{,}58.(90{,}2487) = +12589{,}69\,km, \qquad y_{tky} = +3976{,}194\ km$$

Koordinat kota Yogyakarta,

$$x_{tky} = 110{,}3667.(110{,}668) = +12161{,}08\,km, \qquad y_{tky} = -869{,}3857\ km$$

Jarak kota Yogyakarta ke Tokyo menjadi,

$$S = \sqrt{(12589{,}69 - 12161{,}08)^2 + (3976{,}194 + 869{,}3857)^2} = 4864{,}499\ km$$

Apabila tidak memakai koreksi maka jarak Yogyakarta ke Tokyo adalah,

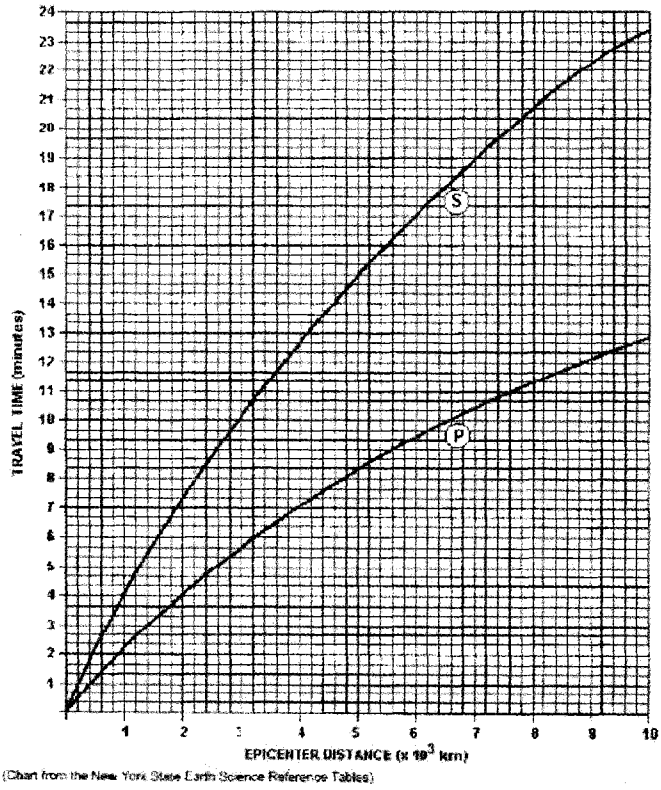
$$S = \sqrt{\{(139{,}5 - 110{,}3667).111{,}222\}^2 + \{(35{,}75 + 7{,}8167).111{,}222\}^2} = 5801{,}436\ km$$

Koreksi jarak = 19,26 % (sangat besar)

Selisih jarak tersebut akan semakin besar apabila jarak yang dihitung adalah jarak antar kota yang satu kota semakin dekat dengan kutub utara sedangkan kota yang lain kota yang semakin dekat dengan kutup selatan dan jarak bujur antar kota yang semakin berjauhan.

4.12 Pensamaan Kecepatan P-wave dan S-wave

Gelombang-P mempunyai kecepatan yang lebih besar daripada gelombang-S, sehingga waktu tempuh gelombang-P lebih cepat daripada waktu tempuh gelombang-S. Menurut penelitian para ahli, kecepatan gelombang-P dan gelombang-S tampaknya tidak konstan, kecepatannya cenderung menurun setelah menempuh jarak yang semakin panjang. Penyerapan energi gelombang tampaknya menjadi salah satu penyebab menurunnya kecepatan pada jarak yang semakin jauh. Plot antara jarak dan waktu tempuh gelombang-P dan gelombang-S menurut New York State Earth Science adalah seperti yang tampak pada Gambar 4.33).



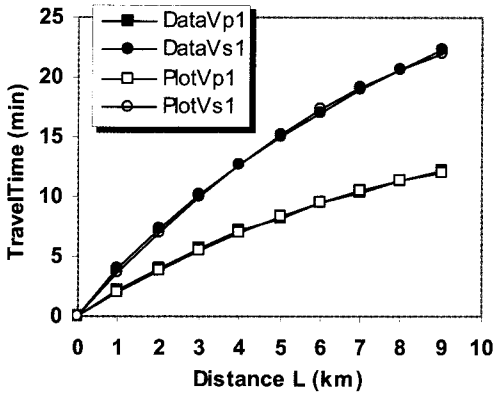
Gambar 4.33 Plot jarak vs waktu tempuh gelombang-P dan Gelombang-S

Kecepatan gelombang-P dan gelombang-S tersebut dapat didekati dengan suatu persamaan. Hal ini dapat diperoleh dengan cara ploting biasa dengan prinsip-prinsip Analisis Numerik. Setelah dilakukan *fitting*, maka waktu tempuh gelombang-P dan gelombang-S berturut-turut adalah,

$$T_p\,(\text{menit}) = 2{,}0907.L - 0{,}0843.L^2 \qquad 4.64)$$

$$T_S\,(\text{menit}) = 3{,}7542.L - 0{,}1456.L^2 \qquad 4.65)$$

yangmana L dalam ribuan km, artinya bila gelombang telah menempuh jarak 3000 km, maka nilai L = 3, dan waktu tempuh dalam menit. Ploting dengan menggunakan pers.4.64) dan pers.4.65) adalah seperti yang tampak pada Gambar 4.34)



Gambar 4.34 Plot Jarak vs waktu tempuh

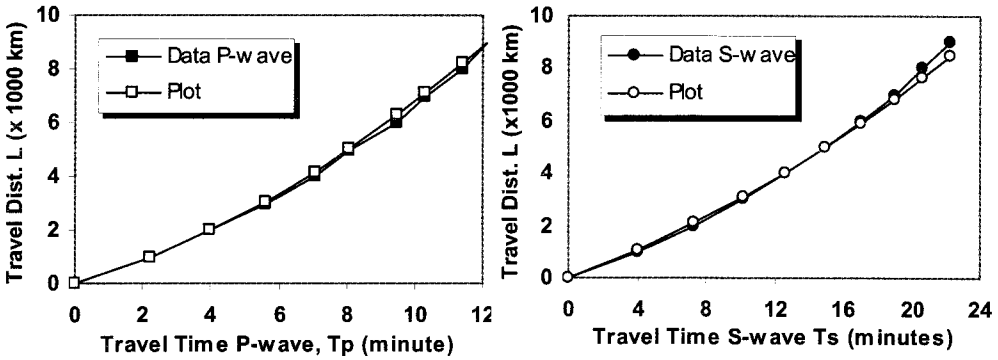
Sedangkan apabila diplot waktu lawan jarak tempuh maka hasilnya adalah sebagai berikut,

$$L_P = 0{,}3689.T_P + 0{,}03089.T_P^{\,2} \qquad 4.66)$$

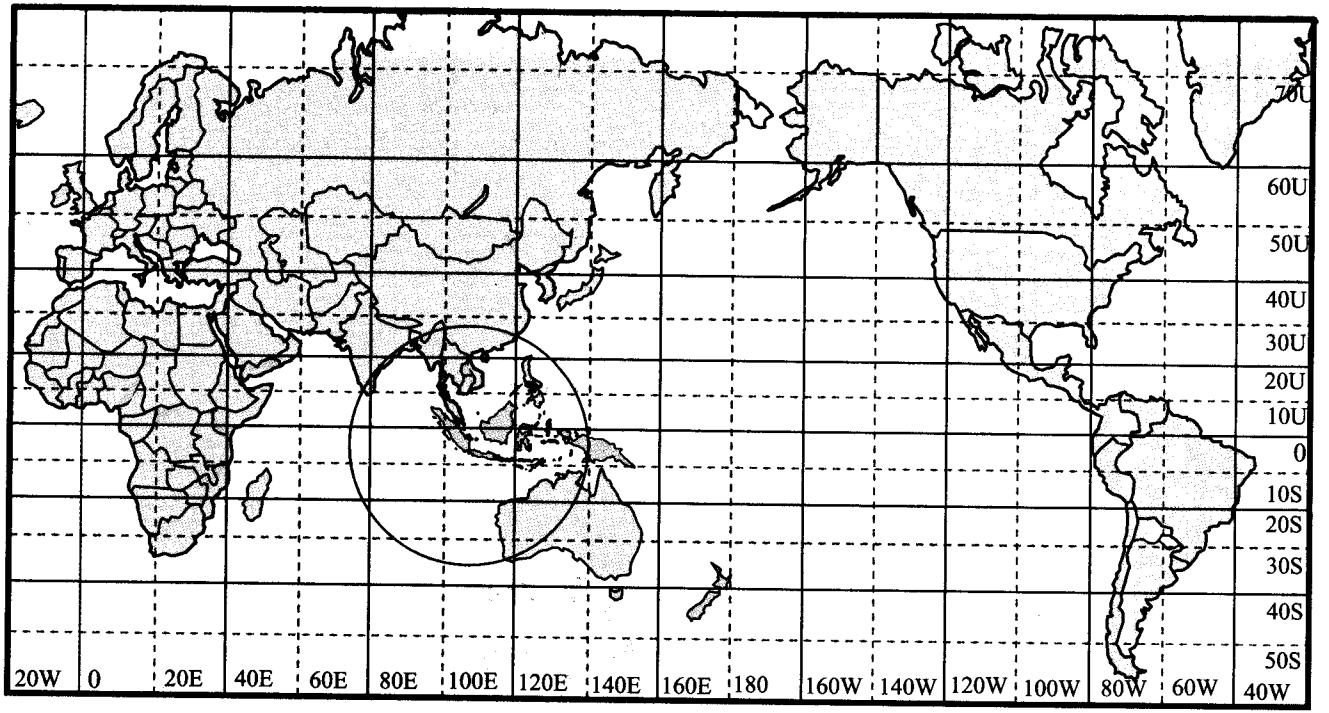
$$L_S = 0{,}2402.T_S + 0{,}0063.T_S^{\,2} \qquad 4.67)$$

yangmana T_P dan T_S dalam menit dan L hasilnya dikalikan 1000 km, artinya bila diperoleh nilai L = 6,675 maka nilai sesungguhnya adalah L = 6675km.

Plot antara *travel time* dalam menit dan jarak tempuh adalah seperti yang disajikan pada Gambar 4.35.



Gambar 4.35 Plot waktu vs wjarak tempuh



Gambar 4.36 Peta dunia menurut koordinat bidang

4.13 Koordinat Kota-kota dan Penentuan Letak Episenter

Untuk menentukan letak episenter kejadian gempa maka diperlukan koordinat kota-kota dimana seismograf dipasang. Walaupun tidak disemua kota dipasang alat pencatat gempa/seismograf, tetapi koordinat kota-kota di Indonesia sebagaimana disajikan pada Tabel 4.5) dapat dipakai sebagai alat bantu. Sementara itu koordinat kota-kota di Asia-Pasifik disajikan pada Tabel 4.6.

Tabel 4.5 Koordinat kota-kota di Indonesia

No	Kota	Koordinat		No	Kota	Koordinat	
		N(+), S(-)	BT			N(+), S(-)	BT
1	Ambon	-3°.4'	128°.15'	19	Menado	1°.29'	124°.51'
2	Banda Aceh	5.35	95.05	20	Merauke	-8.29	140.24
3	Bandung	-6.54	107.36	21	Padang	-1	100.2
4	Banjarmasin	-3.2	114.35	22	Palembang	-3	104.5
5	Bengkulu	-3.5	102.12	23	PangkalPinang	-2	106
6	Bukittinggi	0.20	100.20	24	Pekanbaru	0.3	101.15
7	Denpasar	-8.45	115.14	25	Palu	-1	119.52
8	Endeh	-8.45	121.40	26	Poso	-1.20	120.55
9	Fak-fak	-3.0	132.15	27	Semarang	-7.0	110.26
10	Gorontalo	0.35	123.5	28	Samarinda	-0.3	117.09
11	Jakarta	-6.9	106.49	29	Surabaya	-7.17	112.45
12	Jambi	-1.30	102.30	30	Surakarta	-7.35	110.48
13	Jayapura	-2.28	140.38	31	Sorong	-0.55	131.15
14	Kupang	-10.19	123.39	32	Tanjungkarang	-5.20	105.10
15	Kendari	-3.50	122.30	33	Ternate	0.48	127.24
16	Malang	-7.59	122.45	34	Pontianak	-0.3	109.15
17	Mataram	-8.41	116.1	35	Ujungpandang	-5.1	119.2
18	Medan	3.4	98.38	36	Yogyakarta	-7.49	110.22

Tabel 4.6. Kooedinat Kota-kota di Asia-Pasifik

No	Kota	Koordinat		No	Kota	Koordinat	
		N(+), S(-)	BT			N(+), S(-)	BT
1	Bangkok	13.45	100.35	11	Jakarta	-6.9	106.49
2	BandarSeriB	4.52	115	12	Manila	14.4	121.03
3	Beijing	39.45	116.25	13	Mebourne	-37.5	145
4	Brisbane	-27.25	153.02	14	NewDelhi	28.37	77.13
5	Colombo	6.56	79.58	15	Perth	-31.57	115.52
6	Christchurch	-43.33	172.47	16	Ranggon	16.45	96.2
7	Dacca	24.25	90.25	17	Singapore	1.17	103.51
8	Hongkong	22.11	114.14	18	Sydney	-33.53	151.1
9	Honolulu	21.19	157.52	19	Taipei	25.2	121.3
10	KualaLumpur	3.9	101.41	20	Tokyo	35.4	139.3

Sebagaimana disajikan pada Tabel 4.5, yang tertulis 5.35 berarti + 5°:35' dan 95.05 berarti bujur timur (*longitude*) 95°:5', demikian seterusnya.

Sebagaimana disampaikan sebelumnya, untuk menentukan letak episenter kejadian gempa paling tidak ada 3-stasiun pencatat. Sebagai contoh misalnya selisih kedatangan gelombang P dan S yang direkam di Yogyakarta, Pontianak dan Menado berturut-turut

adalah 4,7226 menit, 3,5665 menit dan 7,5020 menit. Akan ditentukan dimana letak sumber gempa.

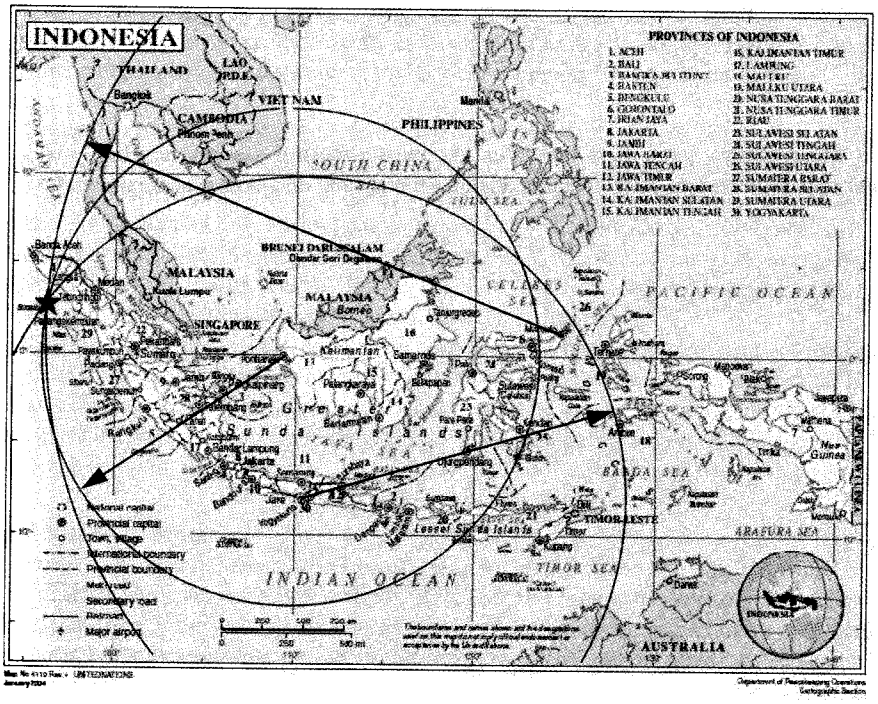
Data lain yang sangat penting untuk menentukan letak episenter adalah kecepatan gelombang Primer (V_P) dan kecepatan gelombang sekunder V_S. Untuk itu misalnya poisson's rasio batuan ν = 0,20, modulus elastik batuan E = 50 Gpa dan *material density* 2,7 gr/cm3.

1. Modulus elastik G batuan,

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} = \frac{50(10200)}{2(1+0{,}20)} \frac{kg}{cm^2} = 212500 \frac{kg}{cm^2}$$

2. Menurut pers. 4.38), kecepatan gelombang primer V_P adalah,

$$V_P = \sqrt{\frac{G.(2-2.\nu)}{\rho(1-2.\nu)}} = \sqrt{\frac{212500}{(0{,}0027/980)(2-2.0{,}20)}} = 453518 \frac{cm}{dt} = 4{,}5352 \frac{km}{dt}$$



Gambar 4.37. Letak episenter gempa.

3. Menurut pers. 4.43), kecepatan gelombang sekunder VS dapat dihitung dengan

$$\frac{V_P}{V_S} = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{(1-2\nu)}}, \quad V_S = \frac{4{,}5352}{\sqrt{\frac{2(1-0{,}2)}{(1-2.0{,}20)}}} = 2{,}7772 \frac{km}{dt}$$

4. Dengan diketahuinya kecepatan gelombang primer dan gelombang sekunder V_S maka jarak dari masing-masing stasiun ke episenter dapat dihitung dengan menggunakan pers.4.58), dengan demikian,

a. Jarak dari episenter ke stasiun Yogyakarta,

$$L = \frac{\Delta t.V_P}{\left\{\frac{V_P}{V_S} - 1\right\}} = \frac{4{,}7226(60).(4{,}5352)}{\left\{\frac{4{,}5352}{2{,}7772} - 1\right\}} \, dt \frac{km}{dt} = 2030{,}176 \; km \,,$$

b. Jarak dari episenter ke stasiun Pontianak,

$$L = \frac{\Delta t.V_P}{\left\{\frac{V_P}{V_S} - 1\right\}} = \frac{3{,}5665(60).(4{,}5352)}{\left\{\frac{4{,}5352}{2{,}7772} - 1\right\}} \, dt \frac{km}{dt} = 1553{,}178 \; km$$

c. Jarak dari episenter ke stasiun Manado,

$$L = \frac{\Delta t.V_P}{\left\{\frac{V_P}{V_S} - 1\right\}} = \frac{7{,}5020(60).(4{,}5352)}{\left\{\frac{4{,}5352}{2{,}7772} - 1\right\}} \, dt \frac{km}{dt} = 3224{,}981 km$$

Dengan diperolehnya jarak dari episenter ke masing-masing stasiun tersebut, maka letak episenter dapat ditentukan yang hasilnya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 4.37).

Bab V
Intensitas Gempa, Magnitudo Gempa dan Seismisitas

5.1 Pendahuluan

Gempa yang terjadi kadang-kadang tidak dapat dirasakan oleh manusia, kadang-kadang terasa secara menakutkan, kadang-kadang menimbulkan kerusakan pada bangunan dan bahkan sering menimbulkan korban manusia yang tidak sedikit. Untuk menentukan seberapa besar gempa yang terjadi maka umumnya dipakai *magnitude* atau dapat diterjemahkan sebagai magnitudo gempa. Cara menentukan magnitudo gempa ditentukan sedemikian sehingga cara ini cukup bersifat universal atau dapat diberlakukan secara umum. Terdapat berbagai cara untuk menentukan magnitudo gempa mulai dari cara yang relatif lama maupun cara yang modern.

Terdapat cara lain untuk menggambarkan seberapa besar gempa yang telah terjadi yaitu dengan melihat tingkat kerusakan yang telah terjadi. Cara ini kemudian menghasilkan apa yang disebut intensitas gempa. Konsep intensitas gempa didasarkan atas kejadian langsung ditempat kejadian. Kerusakan akibat suatu gempa yang satu kadang-kadang sulit untuk disetarakan dengan kerusakan akibat gempa lain ditempat lain karena deskripsi kerusakan hanya berdasarkan apa yang dapat dilihat. Dengan demikian cara ini ada kemungkinan kurang akurat dibanding dengan cara-cara dalam menentukan magnitudo gempa.

Walaupun kedua cara ini berbeda cara pendekatannya namun antara keduanya dapat saling dihubungkan. Kedua konsep ini bahkan dapat dihubungkan dengan waktu dan frekuensi kejadian gempa dalam kajian seismisitas (*seismisity*). Hal yang disebut terakhir tersebut sangat diperlukan didalam perencanaan beban gempa. Oleh karena itu ketiga-tiganya perlu diketahui secara lebih jelas.

5.2 Intensitas Gempa

Gempa bumi telah dikenal oleh peradaban manusia sejak lama, dan bahkan Aristotle ± 350 BC telah berusaha mendiskripsikan secara ilmiah tentang fenomena alam gempa bumi. Pada saat itu gempa hanya dapat dirasakan efeknya tetapi belum ada alat untuk mendeteksinya, apalagi untuk menentukan ukuran/magnitudo gempa. Menurut beberapa sumber, alat pencatat gempa modern baru dikembangkan pada awal tahun 1930'an. Oleh kerena itu gempa-gempa yang sempat tercatat dalam sejarah mulai dari tahun 670 sampai dengan tahun 1930'an dapat dikatakan tidak ada rekaman amplitudo gelombang energi gempa. Bahkan menurut *National Geophysic Data Center (NGDC)* sampai dengan tahun 1980'an dan sampai awal abad ke XXI ini tempat-tempat dibanyak negara instrumen pencatat gempa belum dapat dipasang dengan distribusi yang cukup merata.

Berdasar atas fakta seperti si atas, maka pencatatan efek gempa hanya didasarkan atas apa yang dirasakan manusia pada umumnya, respons oleh suatu objek ataupun kerusakan-kerusakan yang terjadi. Telah disampaikan di banyak media bahwa menurut catatan setiap

tahun telah terjadi ribuan gempa bumi di seluruh dunia. Gempa yang terjadi mulai dari gempa yang relatif tidak terasa oleh manusia sampai pada gempa yang sangat merusakkan bangunan. Akibat yang timbul atas kejadian gempa tersebut juga bervariasi mulai dari yang tidak ada pengaruhnya sampai yang sangat merusakkan.

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada bab ini masih berada pada *general earthquake basis* yang akan memberikan pengetahuan dasar tentang kegempaan khususnya intensitas, magnitude dan seismisitas.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake	√	1.Building Configuration	
2.Seismic Sources		2.Response Spectrum	
3.EQ Magn. & Recurrence	√	3.ERD Philosophy	
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects		5.Earthquake Induced Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (*Liquefaction*)	

Sejarah manusia untuk mendiskripsikan besaran/bentuk kuantifikasi gempa telah dimulai sejak lama. Singkat kata untuk memahami tentang seberapa besar pengaruh, seberapa besar kekuatan gempa yang terjadi serta bagaimana efek yang terjadi di lapangan maka dipakailah suatu istilah yang disebut "intensitas gempa". Intensitas gempa secara umum didefinisikan sebagai klasifikasi kekuatan goncangan gempa yang didasarkan atas efek yang terekam (*observed*) dilapangan. Klasifikasi tersebut dinyatakan dalam bilangan integer (bukan pecahan) yang secara tradisional dinyatakan dalam angka Romawi (I, II, II, IV dstnya). Angka Romawi tidak umum dan tidak mudah terakses secara komputerisasi sebagaimana angka Arab, namun demikian pemakaian angka ini di dalam intensitas gempa justru sudah terasa enak dipakai. Sekarang ini justru terasa janggal apabila intensitas gempa dinyatakan dalam angka Arab. Intensitas gempa dalam skala-skala tersebut dipakai karena pada saat itu alat pencatat gempa (*seismograph, accelerograph*) belum ada/belum tersedia.

5.2.1 Sejarah Perkembangan Skala Intensitas Gempa dan Pelaksanaannya

Sebagaimana ditulis dibanyak media, intensitas gempa sudah mempunyai sejarah sejak lama. Sebagaimana dikatakan sebelumnya, intensitas gempa ini dipakai karena belum/tidak adanya sistim perekaman atau pencatatan efek gempa di lapangan. Mengapa dipakai angka Romawi karena sejarah dipakainya intensitas gempa ini tidak terlepas dari kejadian-kejadian gempa di Italia. Di era-era awal, adalah Egen (1828) yang telah mengklasifikasikan akibat/kerusakan gempa dilapangan. Kwantifikasi akibat gempa tersebut terus berkembang dan baru menyebar secara lebih luas setelah dikenalkannya 10-skala intensitas

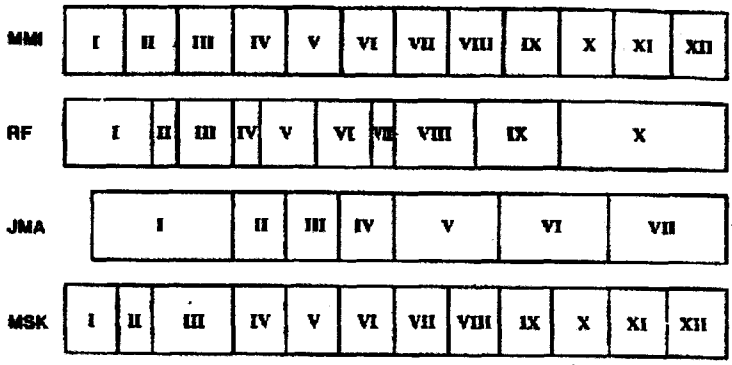
gempa oleh Rossi-Forel pada tahun 1883 (RF Scale). Skala ini kemudian dikembangkan oleh Mercalli seorang ahli seismologi dan vulkanologi bangsa Italia pada tahun 1902 sampai 12 skala.

Intensitas gempa dalam 12-skala kemudian dikembangkan lagi oleh Sieberg (1912, 1923). Versi berikutnya adalah Mercalli-Cancani-Sieberg Scale (MCS Scale) yang dipakai di Eropa Selatan pada tahun 1932. Pada tahun 1931 terbitlah skala gempa versi bahasa Inggris oleh Wood dan Nueman. Skala ini kemudian dikembangkan lagi pada tahun 1956 oleh Richter yang kemudian disebut Modified Mercalli (MMI). Versi intensitas gempa ini kemudian dinamakan *Modified Mercalli Inteensity* atau MMI sebagaimana dipakai sampai sekarang. Skala MMI ini banyak ditulis dalam banyak media. Perbandingan antara skala-skala intensitas tersebut disajikan pada Tabel 5.1).

Tabel 5.1 Perbandingan Skala Intensitas Gempa

No	Modified Meecally (I_{MM})	Rossi-Ferel Intensity	JMA Intensity	MSK intensity	Perc.tanah*) % g (±)	Kec.tanah*) cm/dt (±)
1	I	I	0	I	< 0.17	< 0.10
2	II	I-II	I	II-III	0.17 - 1.4	0.1 - 1.1
3	III	III	I	III	0.17 - 1.4	0.1 - 1.1
4	IV	IV-V	II	IV	1.4 - 3.9	1.2 - 3.4
5	V	V-VI	III	V	3.9 - 9.2	3.4 – 8.1
6	VI	VI-VII	IV	VI	9.2 - 18	8.1 - 16
7	VII	VIII-	V-	VII	18 - 34	16 - 31
8	VIII	VIII-IX	V	VIII	34 - 65	31 - 60
9	IX	IX+	VI	IX	65 - 124	60 -116
10	X	X	VI	X	> 124	> 116
11	XI		VII	XI		
12	XII		VII	XII		

*) menurut Wald et al. (1999)



Gambar 5.1. Perbandingan antara skala-skala intensitas secara visual (Kramer, 1996)

Pada Tabel 5.1) tersebut tampak bahwa skala intensitas gempa relatif berbeda antara satu dengan yang lain. Dibeberapa negara, misalnya di Rusia berkembang skala intensitas gempa Medvedev-Sponheuer-Karnik (MSK Scale) pada tahun 1964. Skala intensitas

gempa ini dikembangkan atas MCs dan MM56 dan dipakai secara luas di Eropa dengan sedikit modifikasi di tahun 1971 dan 1981. Skala ini dikembang terus oleh *European Seismological Comission* dan pada tahun 1998 diberi nama baru yaitu *Europen Microseismic Scale (EMS)*

Skala intensitas gempa yang lain juga dikembangkan di Jepang oleh *Japanese Meteorological Agency* yang kemudian disebut *JMA Scale* dan tetap dipakai secara konsisten sampai sekarang.. Intensitas gempa menurut JMA hanya mempunyai 7-skala. Pada Tabel 5.1) juga disajikan perkiraan percepatan tanah simpangan tanah untuk tiap-tiap nilai intensitas gempa. Intensitas maksimum gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 adalah I_{MM} = IX. Percepatan tanah maksimum menurut hasil penelitian Elnashai dkk (2006) adalah ± 0,55 g, masih lebih kecil dari nilai percepatan tanah di Tabel 5.1). Selanjutnya perbandingan antara skala-skala intensitas gempa secara visual adalah seperti yang tampak pada Gambar 5.1).

Tampak pada gambar tersebut bahwa antara MMI dan MSK-*scale* hampir sama, sma-sama skala-XII, perbedaannya hanya pada skala intensitas II dan III. Antara RF dan JMA-scale sama sekali berberda baik jumlah skala maupun rentang tiap-tiap skala. Ke-dua skala tersebut juga berbeda dengan skala-skala yang lain. Deskripsi hubungan antara skala numeris (I, II, III dstnya) dengan deskripsi kualitatif, terutama untuk MMI-*scale* yang disusun oleh Richter (1958) dapat dilihat pada Tabel 5.2).

5.2.2 Isoseismal (*Isoseismic Lines*) dan *Isoseismic Attenuation*

Pada pelaksanaan pembuatan skala, Bolt (1978) mengatakan bahwa hal itu sudah dimulai dari kejadian gempa yang hebat pada tahun 1857 yang terjadi di wilayah selatan Italia. Gempa tersebut demikian besar sehingga mengakibatkan kerusakan bangunan yang hebat. Adalah Robert Mallet dari Inggris yang mempelajari tentang kerusakan akibat gempa tersebut kemudian disusun secara sistimatik pada sebuah makalah ilmiah. Mallet memerlukan hampir dua bulan untuk membuat karya ilmiah tersebut.

Mallet datang ke lokasi tersebut kemudian mengumpulkan beberapa data ilmiah baik data mengenai perasaan orang-orang atas gempa tersebut sampai pada derajat kerusakan bangunan. Berdasarkan data tersebut Mallet menemukan bahwa kerusakan bangunan tidaklah merata tetapi terdapat kesamaan/kemiripan derajat kerusakan pada tempat-tempat tertentu. Oleh karena itu Mallet membuat garis kesamaan intensitas (*equal intensity*) atau *isoseismal lines* yaitu garis yang menghubungkan tempat-tempat yang mengalami kerusakan sama/hampir sama. Sejak saat itulah garis intensitas gempa sering dipakai dan bahkan dipakai sampai sekarang. Pusat gempa kemudian ditentukan berdasarkan garis intensitas maksimum dan semakin jauh dari tempat tersebut derajat kerusakan semakin mengecil.

Konsep intensitas gempa temuan Mallet kemudian dipakai oleh para ahli seismologi untuk menyatakan salah satu karakteristik gempa. Intensitas gempa kemudian diartikan sebagai derajat kerusakan bangunan, kerusakan muka tanah dan reaksi orang-orang atas goncangan gempa. Sesuai dengan jalannya waktu maka konsep intensitas Mallet berkembang sesuai dengan pengetahuan manusia tentang fenomena gempa bumi. Pengukuran intensitas gempa dengan skala MMI tersebut didasarkan atas data dari 4 parameter pokok :

1. perasaan orang-orang saat terjadi gempa,
2. respon suatu objek akibat goncangan gempa,
3. kerusakan bangunan di lapangan akibat gempa
4. kerusakan lingkungan akibat kejadian gempa

Perasaan atau respons orang pada saat terjadinya gempa akan bervariasi utamanya terhadap jarak. Semakin jauh dari episenter maka efek goncangan tanah terhadap respons orang akan semakin kecil. Namun demikian masih ada faktor yang lain seperti efek kondisi tanah setempat (jenis tanah, kondisi tanah, tebal endapan) ataupun efek geografi. Untuk menghimpun respons orang saat terjadinya gempa maka perlu diadakan survai di banyak tempat meliputi daerah pengaruh gempa. Data respons orang yang diperoleh kemudian dipakai untuk menjustifikasi dengan menggunakan Tabel 5.2) pada level berapa intensitas gempa yang telah terjadi.

Selain respons orang maka data yang dapat dipakai untuk menentukan intensitas gempa adalah respons objek. Objek yang sering diperhatikan adalah lampu gantung, foto-foto yang di kaitkan di dinding, jendela, pintu, almari, air didalam gelas yang diletakkan di atas meja, piring-piring yang ditata tegak di rak di dapur, mobil yang berhenti dan lain lain. Objek-objek tersebut akan menunjukkan respons tertentu saat terjadinya gempa sebagaimana dirumuskan oleh Richter (1958) pada Tabel 5.2). Kombinasi antara respons orang dengan respons objek akan lebih mengkristalkan seberapa tinggi intensitas suatu gempa.

Untuk mendukung penentuan intensitas gempa maka parameter lain yang dipakai adalah kerusakan bangunan. Gempa yang kuat akan mengakibatkan kerusakan bangunan yang lebih besar daripada akibat gempa yang sedang. Kerusakan bangunan yang terjadi mulai dari retak-retak tembok, plester mengelupas, pasangan bata saling lepas, retak lebar pada tembok, tembok runtuh, struktur beton retak-retak, selimut beton mengelupas, tulangan mulai leleh, tulangan tertekuk dan lain-lain.Hal-hal seperti itu telah dirumuskan oleh beberapa ahli dan bersama-sama parameter sebelumnya dipakai untuk menentukan intensitas gempa.

Tabel 5.2 Deskripsi I_{MM} (Richter, 1958)

I_{MM}	Severity	Damage Level	Description
I			Not felt. Marginal and long period effects of large earthquakes.
II			Felt by persons at rest, on upper floors, or favorably placed.
III			Felt indoors. Hanging objects swing. Vibration like passing of light trucks. Duration estimated. May not be recognized as an earthquake.
IV			Hanging objects swing. Vibration like passing of heavy trucks; or sensation of a jolt like a heavy ball striking the walls. Standing motor cars rock. Windows, dishes, doors rattle. Glasses clink. Crockery clashes. In the upper range of IV, wooden walls and frame creak.
V	Ligh	Picture move	Felt outdoors; direction estimated. Sleepers wakened. Liquids disturbed, some spilled. Small unstable objects displaced or upset. Doors swing, close, open. Shutters, pictures move. Pendulum clocks stop, start, change rate.
VI	Moderate	Object fall	Felt by all. Many frightened and run outdoors. Persons walk unsteadily. Windows, dishes, glassware broken. Knickknacks, books, etc., off shelves. Pictures off walls. Furniture moved or overturned. Weak plaster and masonry D cracked. Small bells ring (church, school). Trees, bushes shaken (visibly, or heard to rustle)

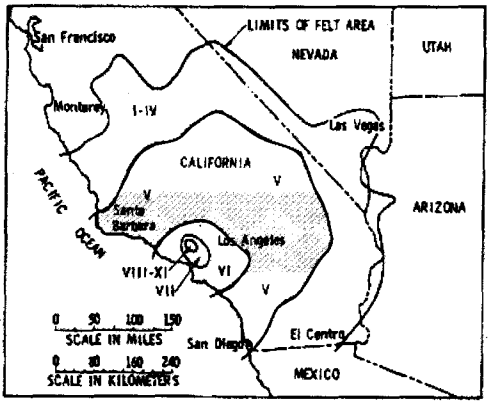
VII	Strong	Non Structural damage	Difficult to stand. Noticed by drivers of motor cars. Hanging objects quiver. Furniture broken. Damage to masonry D, including cracks. Weak chimneys broken at roof line. Fall of plaster, loose bricks, stones, tiles, cornices (also unbraced parapets and architectural ornaments). Some cracks in masonry C. Waves on ponds; water turbid with mud. Small slides and caving in along sand or gravel banks. Large bells ring. Concrete irrigation ditches damaged.
VIII	Very Strong	Moderate damage	Steering of motor cars affected. Damage to masonry C; partial collapse. Some damage to masonry B; none to masonry A. Fall of stucco and some masonry walls. Twisting, fall of chimneys, factory stacks, monuments, towers, elevated tanks. Frame houses moved on foundations if not bolted down; loose panel walls thrown out. Decayed piling broken off. Branches broken from trees. Changes in flow or temperature of springs and wells. Cracks in wet ground and on steep slopes.
IX	Violent	Heavy damage	General panic. Masonry D destroyed; masonry C heavily damaged, sometimes with complete collapse; masonry B seriously damaged. (General damage to foundations.) Frame structures, if not bolted, shifted off foundations. Frames racked. Serious damage to reservoirs. Underground pipes broken. Conspicuous cracks in ground. In alluvial areas sand and mud ejected, earthquake fountains, sand craters.
X	Very Violent	Extreme damage	Most masonry and frame structures destroyed with their foundations. Some well-built wooden structures and bridges destroyed. Serious damage to dams, dikes, embankments. Large landslides. Water thrown on banks of canals, rivers, lakes, etc. Sand and mud shifted horizontally on beaches and flat land. Rails bent slightly.
XI			Rails bent greatly. Underground pipelines completely out of service.
XII			Damage nearly total. Large rock masses displaced. Lines of sight and level distorted. Objects thrown into the air.

Pengukuran intansitas dengan cara seperti tersebut di atas akan sangat bermanfaat apabila didaerah tersebut tidak ada stasiun pencatat gempa. Namun demikian cara ini juga mempunyai beberapa kelemahan. : 1) data yang dikumpulkan harus banyak, lama dan mahal; 2) karena salah satunya memakai data reaksi/perasaan/respons orang maka ada kemungkinan terjadi unsur subjektivitas; 3) data kerusakan bangunan dapat tidak sepenuhnya valid karena kualitas bangunan tidak sepenuhnya seragam, kualitas dapat berbeda satu sama yang lain; 4) data relatif sulit diperoleh pada daerah tidak berpenghuni sedangkan yang ada hanyalah kerusakan

muka tanah (tanah retak, tebing longsor dll, dan 5) kondisi lokal geologi (walaupun tidak dapat dilihat) dan kondisi/jenis tanah akan berpengaruh terhadap kerusakan bangunan.

Terlepas dari kelemahan-kelemahan yang mungkin timbul, pemakain intensitas gempa masih tetap bermanfaat terutama pada daerah yang tidak ada pencatat gempa. Pada daerah yang ada alat pemcatat gempa sekalipun, intensitas gempa tetap diperlukan utamanya untuk mendiskripsikan tingkat dan sebaran kerusakan bangunan yang terjadi. Pada bahasan lebih lanjut intensitas gempa I_{MM} juga dapat dikaitkan dengan percepatan tanah yang terjadi, magnitudo gempa M dan efek jarak pada penurunan nilai intensitas gempa (atenuasi intensitas gempa).

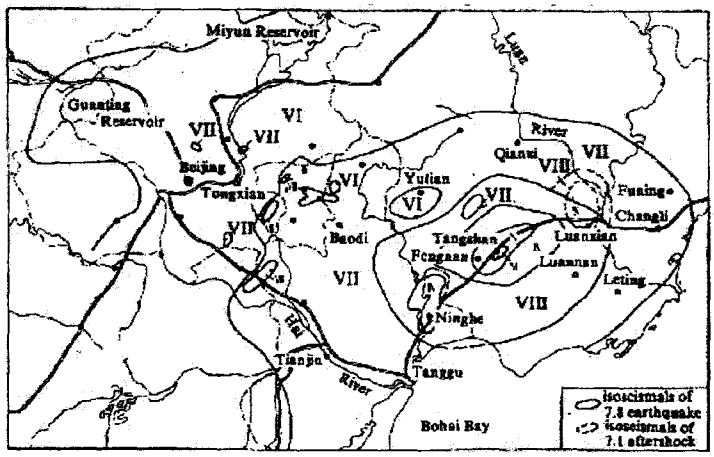
Setelah semua data dari 3-parameter pokok di atas telah dikonformasikan menjadi data intensitas gempa, maka pada umumnya akan terdapat titik-titik yang mempunyai intensitas gempa yang sama/dekat. Senada dengan pembuatan kontur, maka titik-titik yang mempunyai nilai intensitas gempa yang sama kemudian dihubungkan dan akhirnya akan terbentul *seismal line*. Sebelum diperoleh *isoseismal line* final maka pada umumnya terdapat sedikit modifikasi data sehubungan dengan adanya titik-titik yang mengumpul yang mempunyai intensitas gempa yang sama. Pada kondisi seperti itu hanya titik-titik terluarlah yang umumnya dipakai. Contoh dari isoseismal gempa San Fernando USA (1971) adalah seperti yang disajikan pada Gambar 5.2).



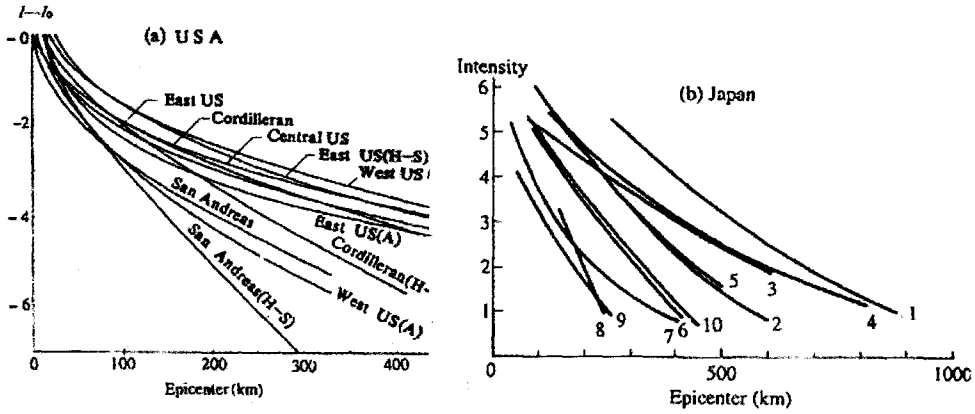
Gambar 5.2. Isoseismal gempa San Fernando USA (1971)

Pada Gambar 5.2) dan Gambar 5.3) tampak bahwa *isoseismal lines* tampak agak reguler, artinya garis isoseismal mendekati bentuk lingkaran. Hal ini berarti bahwa tingkat kerusakan bangunan, reaksi orang dan respon objek terdistribusi merata secara radial. Pada kondisi seperti ini kerusakan bangunan terbesar yang diasumsikan terpusat pada episenter mendekati kebenaran. Intensitas gempa di tempat yang semakin jauh dari episenter akan berkurang secara radial menurut jarak episenter R. Pada kondisi seperti itu juga berlaku untuk persamaan-persamaan atenuasi (akan dijelaskan lebih lanjut), karena respon tanah dianggap berkurang secara radial menurut jarak episenter R. Namun demikian tidak semua gempa akan mengakibatkan isoseismal yang berbangun mendekati lingkaran.

Berkurangnya intensitas gempa menurut jarak episenter R yang terjadi di beberapa negara telah disajikan secara terpadu oleh Hu dkk (1996), seperti yang tampak pada Gambar 5.4). Intensitas gempa di episenter sangat umumnya diberi notasi Io, yangmana intensitas gempa Io umumnya dianggap intensitas maksimum. Bukti-bukti terakhir yang dapat dikumpulkan menunjukkan bahwa asumsi tersebut tidak sepenuhnya benar.



Gambar 5.3 *Isoseismal lines* gempa Tangsan , 1976 (Hu et al., 1996)



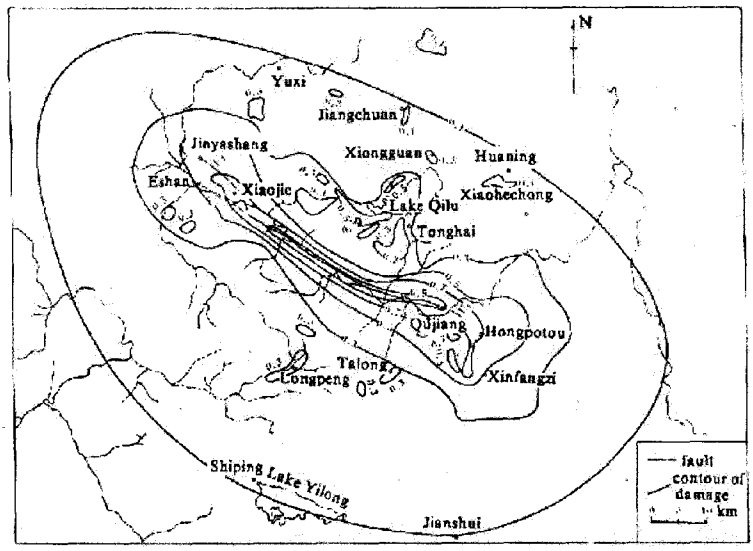
Gambar 5.4. Atenuasi Intensitas gempa (Hu et al.,1996)

Tampak pada Gambar 5.4) bahwa tiap-tiap daerah mempunyai atenuasi intensitas gempa yang berbeda-beda, baik di USA maupun di Jepang. Angka 1, 2, 3 dan seterusnya yang tampak pada Gambar 5.4.b) adalah data dari berbagai referensi. Ada hal penting yang perlu diketahui mengapa atenuasi intensitas gempa berbeda-beda antara daerah satu dengan daerah yang lain. Hal tersebut adalah pengaruh media tanah yang dilewati oleh gelombang gempa.

Tanah keras yang bergetar akibat gelombang gempa, getarannya cenderung mempunyai kandungan frekuensi tinggi. Getaran frekuensi tinggi akan mempunyai panjang gelombang yang relatif pendek. Menurut ilmu fisika bahwa kemampuan suatu material untuk menyerap energi akan berbanding terbalik dengan panjang gelombang. Oleh karena itu gelombang frekuensi tinggi relatif mudah diserap energinya oleh media yang dialalui oleh gelombang. Dengan demikian pada tanah keras intensitas gempa akan beratenuasi relatif lebih cepat (berkurang dengan *rate* yang lebih besar) dibanding dengan tanah lunak. Sesar San Andreas. California berada dipantai barat Amerika yang bergunung-gunung, sehingga terdiri atas

tanah/batuan keras. Sebaliknya Pantai timur Amerika merupakan daerah dataran rendah yang berkemungkinan merupakan tanah lunak. Oleh karena itu intensitas gempa di California (San Andreas) akan beratenuasi lebih cepat dibanding dengan atenuasi di pantai timur Amerika, sebagaimana yang tampak pada Gambar 5.4.a).

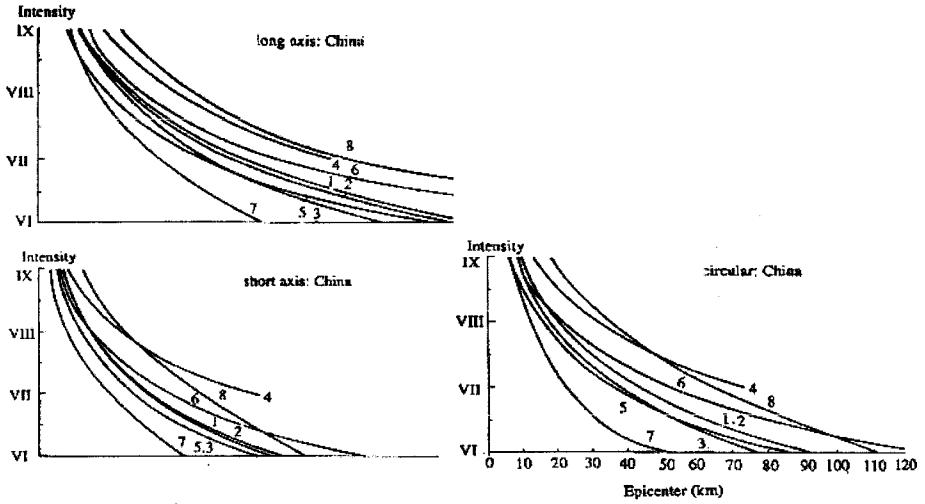
Kemampuan menyerap energi juga dapat dikaitkan dengan jenis tanah. Tanah pasir atau batuan adalah jenis tanah yang berkemampuan menyerap energi lebih baik daripada tanah lempung. Kondisi akan lebih tidak baik apabila tanahnya berupa lempung, berupa endapan tanah relatif dalam dan indeks plastisitasnya tinggi. Dengan kenyataan seperti itu maka secara umum tanah pasir atau tanah keras lebih baik untuk ditempati bangunan daripada tanah lempung. Sebagaimana dikatakan sebelumnya *isoseismal lines* akibat gempa tidak selalu berbangun mendekati lingkaran.Sebagai contoh adalah isoseismal akibat gempa Tonghai, China 7 Januari, 1970 seperti yang tampak pada Gambar 5.5).



Gambar 5.5. Isoseismal Gempa Tonghai China, 5 Janauri, 1970 (Hu dkk, 1996)

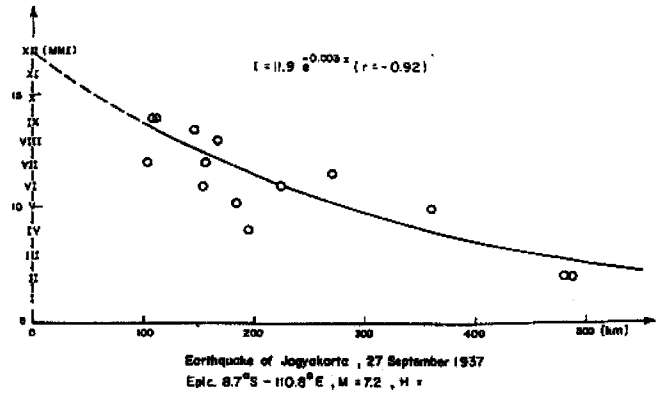
Tampak pada Gambar 5.5) bahwa isoseismal akibat gempa Tonghai tidak berbangun mendekati lingkaran sebagaimana gempa San Fernando (1971) maupun gempa Tangsan, China 1976). Hal ini terjadi karena adanya *surface fault* yang memanjang, artinya rambatan energi gempa yang memecahkan batuan (menjadi patahan/*rupture*) berlangsung secara memanjang. Rambatan kekuatan atau energi yang konsentrasi pada arah tertentu (yang mengakibatkan *rupture* memanjang) itulah yang membuat kerusakan bangunan juga tidak sama antara arah rambatan *rupture* dengan arah tegak lurus *fault*. Kondisi seperti itu akan berpengaruh terhadap distribusi kerusakan bangunan yang pada akhirnya berpengaruh terhadap bentuk isoseismal. Bahasan tentang hal ini sebenarnya terkait dengan *directivity* sebagaimana telah dibahas sebelumnya. Sebagaimana dikatakan sebelumnya bahwa bentuk patahan akan dipengaruhi oleh magnitudo gempa (Werner, 1976). Gempa yang besar cenderung mengakibatkan *rupture* memanjang, sedangkan gempa kecil cenderung mengakibatkan patahan bujur-sangkar atau lingkaran. Lebih lanjut Hu dkk (1996) menyajikan adanya perbedaan atenuasi arah sejajar dengan *fault* dan tegak lurus arah *fault* seperti yang tampak pada Gambar 5.6).

Tampak pada Gambar 5.6) pada atenuasi yaitu berkurangnya intensitas gempa pada *Long* dan *Short axis* patahan/*fault* berbeda sangat siknifikan. Pada arah tegak lurus patahan, atenuasi intensitas gempa berlangsung lebih cepat (lebih curam) dibanding dengan atenuasi yang searah dengan patahan. Pola seperti ini dapat diperoleh melalui potongan membujur dan melintang patahan terhadap Gambar 5.6). Hal ini menunjukkan bahwa efek *directivity* yaitu konsentrasi arah rambatan energi/arah patahan saat terjadi gempa akan berpengaruh terhadap distribusi goncangan gempa/kerusakan yang ditunjukkan oleh *isoseismal lines.*

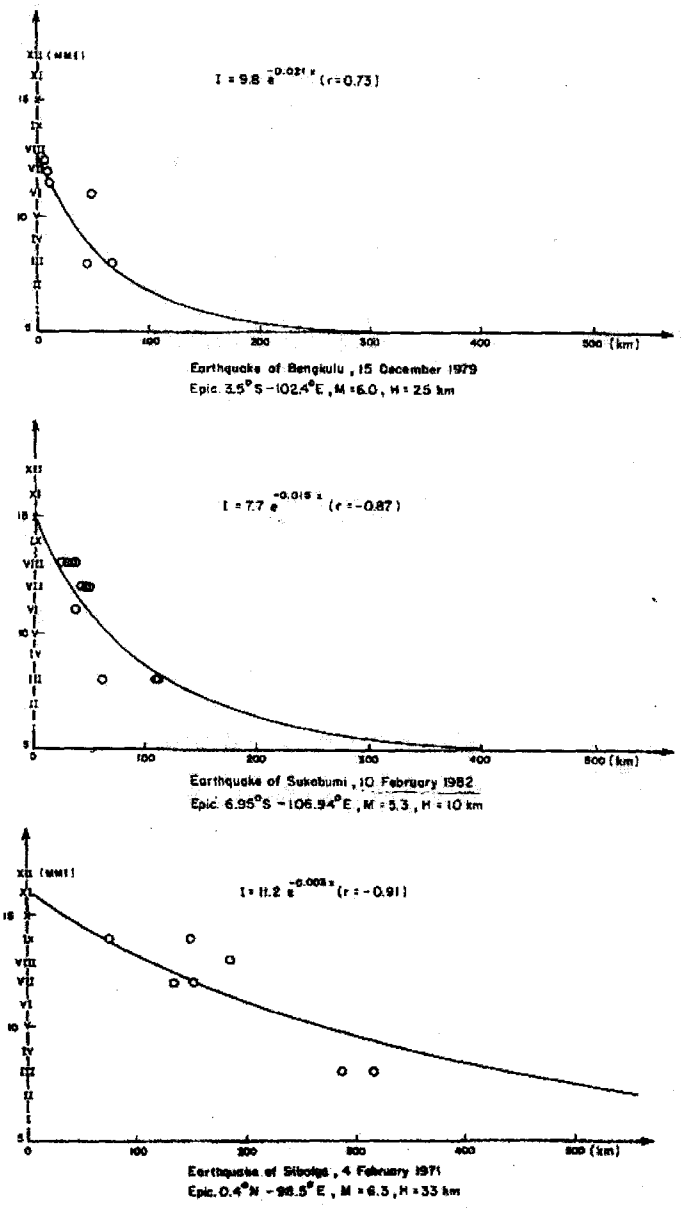


Gambar 5.6 Atenuasi Intensitas Gempa pada Long dan Short axis (Hu et al.,1996)

Untuk di Indonesia Sutarjo dkk (1985) telah membuat atenuasi intensitas untuk beberapa gempa di Indonesia yaity gempa Banda Aceh (2 April 1964), Tapanuli (1 April 1921), Pasaman (9 Maret 1977), Sibolga (1971), Bengkulu (15 Desember 1979), Sukabumi (10 Februari 1982), Yogyakarta (27 September 1937) dan sebagianya. Hasilnya atenuasi intensitas gempa tersebut hampir senada dengan gempa-gempa di tempat yang lain yaitu ada yang beratenuasi sangat cepat, normal dan ada juga yang beratenuasi relatif lambat. Contoh dari beberapa atenuasi intensitas gempa tersebut adalah seperti yang tampak pada Gambar 5.8).

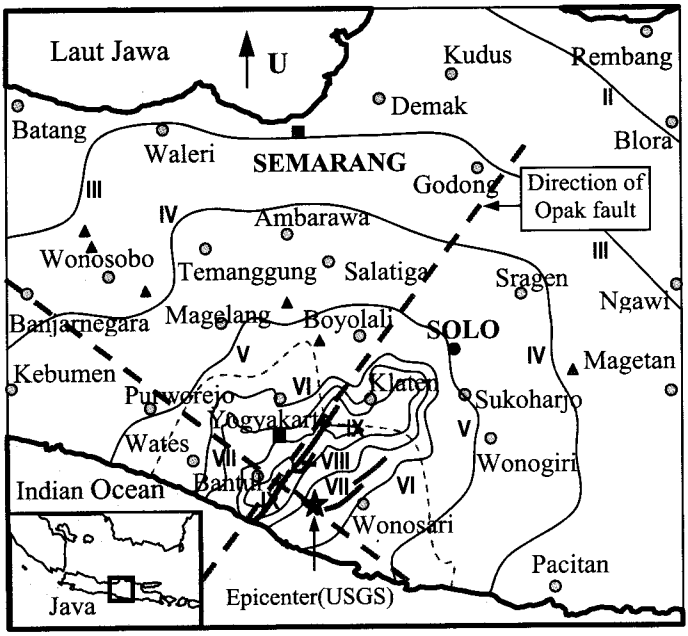


Gambar 5.7. Contoh Atenuasi Intensitas gempa Yogyakarta 1937 (Sutarjo,1985)

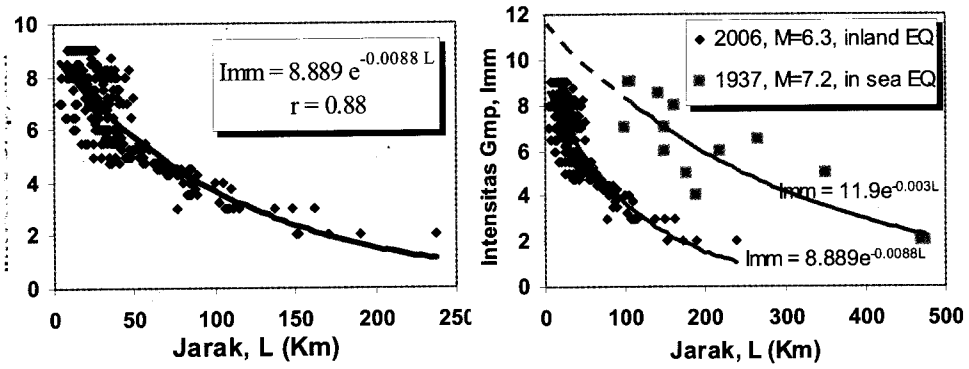


Gambar 5.8 Contoh Atenuasi Intensitas Gempa-gempa di Indonesia (Sutarjo,1985)

Pada Gambar 5.7) tampak bahwa intensitas gempa Yogyakarta 27 September 1937 beratenuasi paling lambat kemudian disusul oleh gempa Sibolga, Sukabumi dan yang paling cepat bertenuasi adalah gempa Bengkulu 15 Desember 1979. Sebagaimana dibahas sebelumnya, kondisi geologi, batuan/tanah dimana gelombang energi gempa merambat akan berpengaruh terhadap cepat atau lambatnya atenuasi intensitas gempa.



Gambar 5.9. Isoseismal gempa Yogyakarta 2006 (Wijaya,2009)



Gambar 5.10. Perbandingan atenuasi gempa Yogyakarta (Wijaya,2009, Widodo dkk,2011)

Wijaya (2009) melakukan penelitian tentang *isoseismal* yang terjadi akibat gempa Yogyakarta 27 Mei 2006. Penelitian yang dilakukan memakai metode standar yaitu mengamati gejala yang ada di lapangan tentang 3-hal yaitu respons objek, perasaan orang dan kerusakan yang terjadi akibat gempa di sekitar Yogyakarta. Hasilnya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 5.9). Pada gambar tersebut tampak bahwa *isoseismal* maksimum mencapai I_{MM} = IX yang terjadi di daerah Imogiri, Pleret dan sebagian disekitar Gantiwarno Klaten.

Pada gambar tersebut juga dapat dilihat bahwa pada I_{MM} yang tinggi *isoseismal* berbangun memanjang sepanjang sesar Opak walaupun menurut Gambar 3.28) episenter gempa tidak tepat di sesar Opak. Gambar 5.10) adalah atenuasi intensitas gempa yang

diperoleh. Tampak pada gambar tersebut bahwa atenuasi intensitas *in-land earthquake* (gempa darat) sangat berbeda dengan *in-sea earthquakes* (gempa laut).

5.3 Cara Menentukan Magnitudo Gempa

Earthquake magnitude sering diterjemahkan menjadi magnitudo gempa. Magnitudo gempa merupakan bentuk kuantitafikasi atas kejadian gempa agar masyarakat dapat mengetahui/membayangkan besar - kecilnya gempa. Terdapat dua istilah yang sering mengacaukan pemahaman yaitu antara *size/magnitude* dan *strength* suatu gempa. *Size/magnitude* gempa dihitung berdasarkan *amplitude of earthquake waves* ataupun properti dan dimensi patahan (*fault*) sedangkan *earthquake strength* dihitung berdasarkan *released energy*. Ukuran atau magnitudo gempa relatif berdekatan/ satu sama lain (1-9), tetapi *wave amplitude* dan *released energi* rentang nilainya sangat jauh berbeda.

Pada kesempatan yang lain Bolt (1978) mengatakan hal yang senada dengan di atas bahwa walaupun ukuran/*size* gempa hanya bervariasi antara 1 – 9 tetapi *wave amplitude* dan *energy released* bervariasi ratusan sampai puluhan ribu. Oleh karena itulah hubungan antara *size* dan *strength* suatu gempa dalam satu fihak dan *wave emplitude* dan *released energy* pada fihak yang lain bukanlah hubungan yang linier. Di antaranya kemudian dihubungkan dengan skala logaritma (*logarithmic scale*). Hu, dkk (1996) mengatakan bahwa jenis instrumentasi pencatat gempa secara spesifik dikategorikan menjadi 2 kelompok keperluan :

a. *Seismologist* : yangmana instrumen pencatat gempa diperlukan dalam rangka keperluan seismologi yaitu untuk menentukan lokasi gempa, kedalaman gempa, saat terjadinya dan mekanisme gempa (*source mechanism*).
b. *Engineers* : yangmana instrumen pencatat gempa diperlukan untuk mengetahui akibat dari gempa (percepatan tanah dll), karakteristik getaran tanah, hal-hal yang mempengaruhi dan akibatnya yang terjadi pada bangunan.

Perbedaan karakteristik untuk dua keperluan tersebut adalah seperti yang tampak pada Tabel 5.3 (Hu dkk,1996)

Tabel 5.3. Perbedaan antara Seismograph dan Accelerograph

Instru-ment	*EQ*	*Operati-on*	*Speed*	*Sensiti vity*	*Recorded*	*Freq. Brand*	***Used by***
Seismo graph	*Weak*	*Continue*	*Slow*	*High*	*Velocity or displ.*	*Low-Narrow*	*Seismo-logist*
Accele-rograph	*Strong*	*Trigger*	*Fast*	*Low*	*Accelera tion*	*High-Wide*	*Engineers*

Pada umumnya hasil *record* yang diperoleh dari *acceleregraph* adalah percepatan tanah (*acceleration*) sedangkan hasil *record* dari *seismograph* dapat berupa kecepatan gerakan (*velocity*) atau simpangan gerakan (*displacement*). *Seismograph* juga didisain sebagai alat yang sangat peka yang dapat mencatat gerakan tanah yang sangat kecil yang tidak dapat dirasakan oleh manusia. *Accelerograph* pada umumnya bekerja secara *trigger*, artinya baru bekerja setelah menerima goncangan yang intensitasnya melebihi nilai tertentu, sedangkan *seismograph* pada umumnya bekerja secara kontinu/terus menerus. Perbedaan sistim kerja tersebut akan mempunya kelebihan dan kekurangan masing-masing. Werner (1991) mengelompokkan jenis magnitudo gempa sebagaimana yang tampak pada Tabel 5.4). Cara menentukan magnitudo gempa melalui :

1. Amplitudo rekaman gelombang gempa, yang dapat terdiri atas:
   a. dengan memakai Nomogram Richter,

b. dengan memakai persamaan tertentu (*closed-form formula*),

2. Geometri patahan dan properti batuan.

Amplitudo rekaman yang dimaksud adalah amplitudo gelombang yang diperoleh dari rekaman gempa dalam bentuk eselerogram. Sadangkan cara yang kedua adalah bahwa magnitudo gempa akan dipengaruhi juga oleh dimensi fisik patahan meliputi panjang dan dislokasi patahan serta properti phisik batuan

5.4 Macam Magnitudo Gempa

Dengan penjelasan di atas maka dapatlah diketahui bahwa magnitudo gempa tidak dipengaruhi (*independent*) oleh lokasi/letak situs. Berdasarkan cara menentukan magnitudo gempa sebagaimana disebut di atas, maka akan terdapat bermacam-macam magnitudo gempa. Macam dan karakteristik tiap-tiap macam gempa adalah seperti yang disajikan pada Tabel 5.4 . Pada Tabel 5.4) tersebut tampak bahwa pada umumnya dipakai 4-macam ukuran/magnitudo gempa. Namun demikian sesuai dengan perkembangan iptek, maka magnitudo gempa dapat dinyatakan lebih dari 4-macam tersebut.

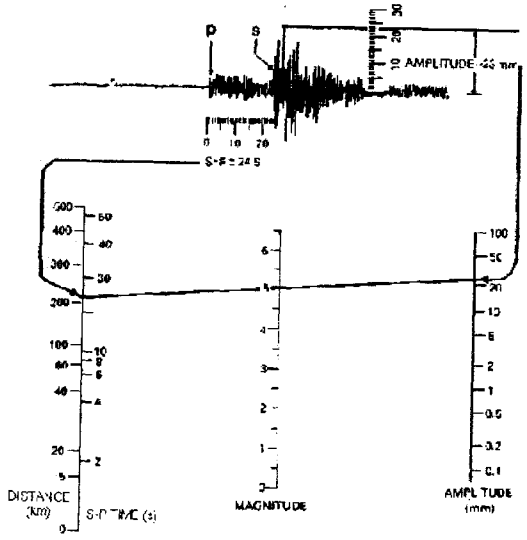
Tabel 5.4 Jenis-jenis magnitudo gempa

No.	Nama	Definisi	Aplikasi
1	*Local Magnitude* M_L	Magnitudo gempa lokal, Ts ± 1 dt *wave length* 300m – 6000m. Untuk jarak episenter R< 1000 km.	Untuk gempa dengan M_L 3 - 7
2	*Surface Magnitude* M_S	Magnitudo gempa berdasar *surface wave* untuk R > 1000 km. *Wave length* 60 km, T-wave ± 20 detik.	Untuk gempa dengan Ms = 5 – 7,5
3	*Body Magnitude* M_b	Untuk gempa dalam, sehingga berdasar pada *P-wave* (*small strain*), *T-wave* 1-3 detik.	Untuk gempa dengan Mb = 5 – 7
4	*Moment Magnitude* M_W	Duhitung berdasarkan *elastic strain energy released.*	Untuk Mw > 7,5

Agar pembahasan terhadap macam-macam magnitudo gempa menjadi lebis jelas maka bahasan akan disajikan secara bertahap.

5.4.1 *Local Magnitude* (M_L)

Pertama-tama yang harus difahami adalah bahwa magnitudo gempa mempunyai hubungan dengan energi yang dilepaskan saat terjadi gempa bumi. Oleh Richter (1935) kemudian diberikan notasi M sebagai magnitudo gempa yang kemudian terkenal dengan M skala Richter (*M Richter scale*). Karena gempa yang diukur bersifat lokal maka magnitudo gempa kemudian diberi notasi M_L. Magnitudo gempa bersifat lokal karena magnitudo gempa diukur berdasarkan jarak dekat, yang umumnya < 1000 km. Berdasarkan hasil hasil penelitiannya, akhirnya Richter dapat membuat generalisasi hubungan antara amplitudo rekaman gelombang gempa, selisih kedatangan gelombang sekunder dan primer dengan magnitudo gempa M_L. Hubungan tersebut dituangkan dalam suatu gambar yang umumnya disebut Nomogram Richter sebagaimana yang tampak pada Gambar 5.11).



Gambar 5.11. Nomogram Richter

Rekaman gempa pada Gambar 5.11) memberikan selisih kedatangan gelombang sekunder dan gelombang primer, misalnya sebesar Δt. Selisih kedatangan 2-gelombang tersebut kemudian dikonversikan menjadi jarak tempuh (*travel distance*) oleh gelombang atau dalam gambar senagai *S-P time (s)*. Disisi yang lain rekaman gempa mempunyai amplitude maksimum misalnya sebesay y. Berdasar pada jarak tempuh dan amplitudo gelombang tersebut maka magnitudo gempa M_L dapat diperoleh.

Disamping cara di atas, maka ada cara yang lain, yaitu magnitudo gempa ditentukan berdasarkan rumus baku (*closed form*). Data yang diperlukan adalah data amplitudo rekaman gelombang gempa dan amplitudo gelombang dari pencatat gempa referensi. Pada awalnya, usaha kwantifikasi magnitudo gempa ini dilakukan oleh Wadati di Jepang tahun 1931. Kemudian dikembangkan oleh Charles Richter (1935) di California. Sekali lagi metode yang dipakai adalah dengan memakai *wave amplitude* dalam micron (10^{-4} cm) yang direkam pada *seismograph Wood-Anderson*. Magnitudo gempa tersebut didasarkan atas seismograp Wood-Anderson yaitu seismograph yang dipasang pada jarak 100 km. Magnitudo gempa dinyatakan dalam,

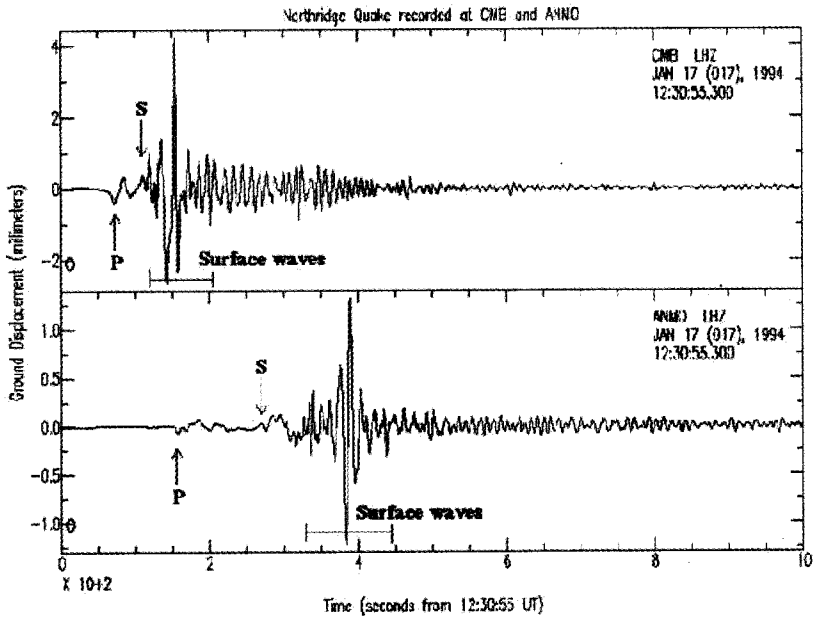
$$M_L = \log . \frac{A(R)}{A_0} \qquad 5.1)$$

dengmana A adalah *wave amplitude* in microns (10^{-4} cm) dan Ao adalah *reference amplitude*. Ao = 1 mikron untuk jarak episenter 100 km dan mempunyai nilai tertentu untuk jarak episenter yang lain.

Rentang kemampuan rekam seismograph *Wood-Anderson* seperti yang disajikan pada Tabel 5.5). Pada Tabel tersebut tampak bahwa rentang amplitude rekaman sangatlah panjang, dan apabila langsung dipakai untuk menentukan magnitudo gempa maka terdapat banyak skala magnitudo gempa sehingga tidak efektif. Untuk itulah maka magnitudo gempa diperoleh dengan nilai logaritma dari amplitudo yang direkam. Dengan memakai nilai Logarima maka skala magnitudo gempa hanya sampai dengan nilai 9.

Tabel 5.5 Kemampuan rekam Seismometer Wood-Anderson

No.	Amplitudo rekaman (mm) pada jarak 100 km	Magnitude gempa, M	Keterangan
0	0,00000048	0	A_o = 0,00000048 mm
1	0,0000048	1	
2	0,000048	2	
3	0,00048	3	
4	0,0048	4	
5	0.048	5	
6	0,48	6	
7	4,8	7	
8	48	8	
9	480	9	



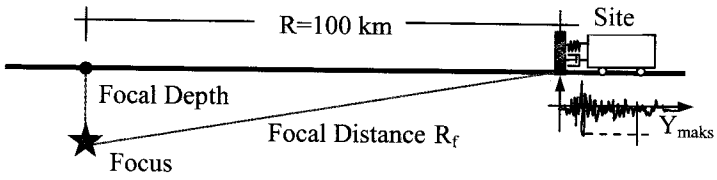
Gambar 5.12. Seismogram rekaman gempa Northridge, 17 Januari 1994

Berdasarkan rekaman seismogram yang tampak pada Gambar 5.12), maka simpangan maksimum yang terjadi adalah 4,2 mm. Apabila dipakai pers. 5.1), dan rekaman dianggap terjadi pada jarak relatif dekat (*local magnitude*), maka magnitudo gempa tersebut adalah,

$$M = \log\left(\frac{A}{A_o}\right) = \log\left(\frac{4{,}2}{0{,}00000048}\right) = \log(8750000) = 6{,}94 \approx 7{,}0$$

Pada kenyataannya, standar *seismograph* tidak selalu dipasang pada jarak 100 km dari episenter seperti yang disajikan di Gambar 5.13), oleh karena itu perlu adanya koreksi sebagaimana disebut di atas. Sekali lagi bahwa magnitudo gempa yang diperkenalkan oleh Richter tersebut juga disebut ukuran lokal atau M_L = M. Sebagaimana tampak pada Tabel

5.2) alat pencatat gempa lokal hanya dapat menditeksi secara baik pada gempa yang jarak episenter R < 1000 km (bahkan ada yang mengatakan R < 700 km).



Gambar 5.13 Penempatan *Accelerograph* Wood –Anderson

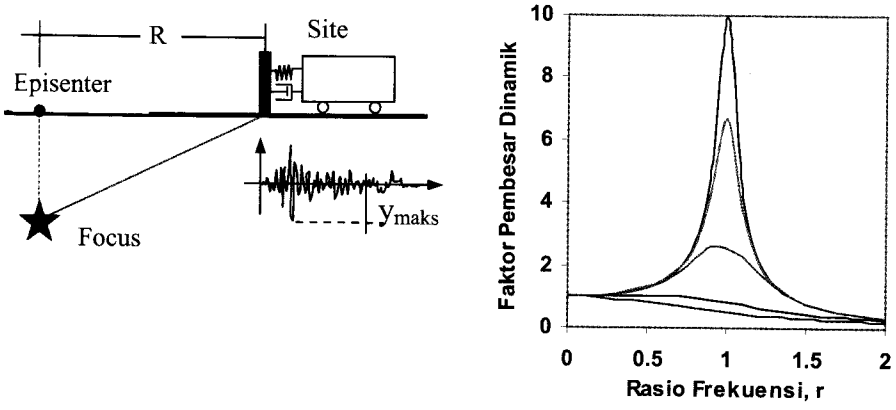
Apabila jarak elat episenter lebih besar dari 100 km, maka menurut Richter (1958) magnitudo gempa perlu dikoreki. Magnitude gempa berikut koreksi yang dimaksud adalah,

$$M = Log\left(\frac{A}{A_o}\right) + 3.Log(8.\Delta t) - 2{,}92 \qquad 5.2)$$

Misalnya alat perekam berjarak 800 km dari epeisenter, maka menurut Bab IV, Gambar 4.33) gelombang gempa telah menjalar selama 1,5 menit atau 90 detik. Dengan demikian menurut pers.5.2),

$$M = Log\left(\frac{4{,}2}{4{,}8.10^{-7}}\right) + 3.Log(8.90) - 2{,}92 = 6{,}94 + 2{,}86 - 2{,}92 = 6{,}9$$

Sekali lagi, sebagaimana tertera pada Tabel 5.4 bahwa Richter Scale M_L hanya berlaku untuk gempa local (R <1000 km). Tso (1992) mengatakan bahwa pada jarak yang masih dekat dengan episenter, frekuensi getaran tanah umumnya tergolong frekuensi tinggi. Paz (1985) dan Widodo (2001) menyimpulkan bahwa pada frekuensi tinggi percepatan tanah akibat gempa berkemungkinan sama dengan percepatan masa *accelerograph*. Berkenaan dengan pers.5.1) masih ada pertanyaan yaitu amplitudo maksimum yangmana (percepatan atau simpangan) yang diperlukan untuk menghitung magnitudo gempa, amplitudo percepatan, kecepatan atau simpangan tanah.



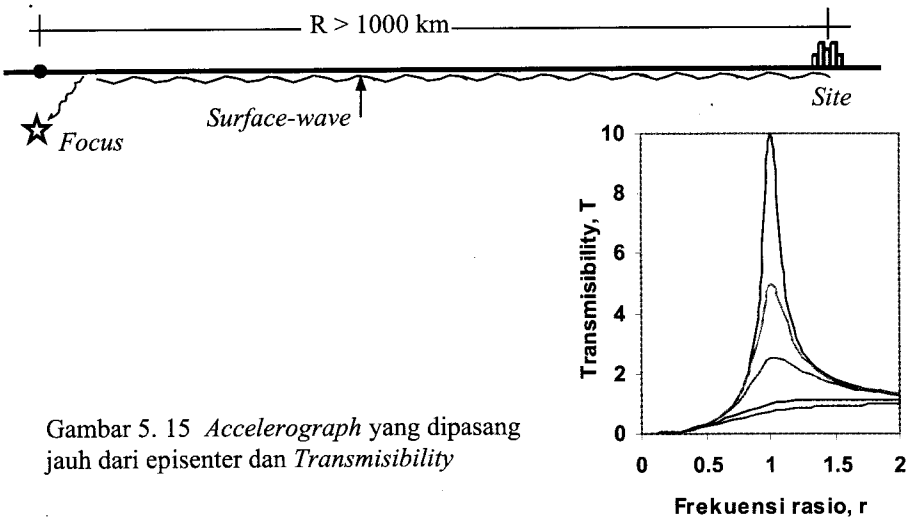
Gambar 5. 14 *Accelerograph* yang dipasang pada jarak relatif dekat dan *Transmisibility*

Pada Gambar 5.14) suatu alat perekam gempa dipasang pada jarak yang relatif dekat . Menurut teori dinamika struktur, untuk nilai rasio frekuensi r < 0,75 (nilai frekuensi sudut accelerogram $\omega \geq 2\ \Omega$ atau kekakuan pegas *accelerograph* harus besar) maka nilai *transimisibility* T ~ 1 (lihat Gambar 5.14 kanan). Hal tersebut berartin bahwa percepatan tanah akan sama dengan percepatan massa *accelerograph*. Oleh karena itu yang dicatat/ direkam guna perhitungan M_L adalah percepatan tanah. *Wave amplitude* (micron 10^{-4}cm) yang dimaksud adalah *wave amplitude* percepatan tanah. *Local magnitude* juga dapat dihitung dengan,

$$M_L = \log A + 2{,}761.Log(R) - 2{,}48 \qquad 5.3)$$

5.4.2 Surface Magnitude (M_S)

Kramer (1996) mengatakan bahwa Richter *local magnitude* tidak mampu membedakan pengaruh jenis gelombang. Pada tempat yang sudah sangat jauh dari episenter, maka *body waves* sudah melemah menjadi sangat kecil, maka getaran tanah lebih didominasi oleh *surface waves*. Beberapa sumber mengatakan bahwa periode gelombang itu dapat mencapai T ~ 20 dt, atau frekuensi gelombang sudah rendah sekali. Pada kondisi itu panjang gelombang dapat mencapai 60 km. Apabila panjang gelombang L = 60 km dan periode gelombang T = 20 detik, maka kecepatan gelombang V = L/T = 60 km/20 dt = 3 km/dt. Namun demikian kecepatan gelombang permukaan dapat saja berbeda dan akan bergantung pada banyak hal. Para ahli mengatakan bahwa gelombang permukaan yang direkam untuk menentukan M_S adalah gelombang Rayleigh (*R-wave*).



Gambar 5. 15 *Accelerograph* yang dipasang jauh dari episenter dan *Transmisibility*

Selanjutnya Paz (1985) dan Widodo (2001) mengatakan bahwa pada frekuensi rasio r > 1,5 dan redaman ± 50%, maka nilai *displacement ratio* Dr akan cenderung konstan, sebagaimana yang tampak pada Gambar 5.15) kanan. Agar hal tersebut dapat terjadi maka konstanta pegas *accelerograph* harus dibuat relatif kecil/lemah, dengan demikian sistim perekam gempa akan bekerja pada frekuensi rendah. Pada kondisi tersebut simpangan tanah akan sama dengan simpangan massa *accelerograph*. Senada dengan sebelumnya maka rekaman yang akan dipakai menghitung *surface magnitude* M_S ada simpangan tanah

Dengan demikian *wave amplitude* yang dimaksud adalah *wave amplitude of ground displacement.* Senada dengan rumus sebelumnya,

$$\text{Ms} = \log\left(\frac{A}{Ao}\right) \qquad 5.4)$$

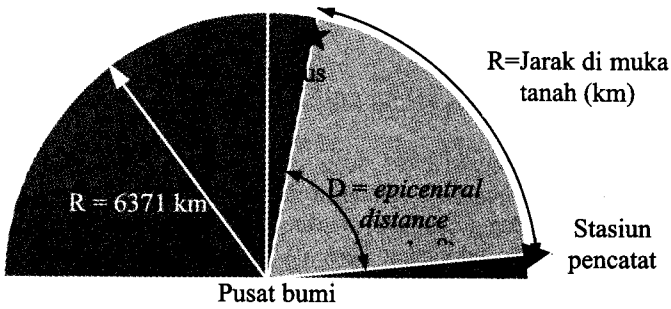
yangmana A adalah amplitudo simpangan yang terekan di site.
Terdapat banyak kemungkinan rumus yang dapat dipakai, *surface magnitude* M_S juga dapat dihitung dengan rumus,

$$M_S = Log.A + 1{,}656.Log(R) + 1{,}818 \qquad 5.5)$$

yangmana A adalah amplitudo getaran dalam mikron, R adalah jarak episenter (dalam km)
Rumus yang lain yang dapat dipakai untuk menghitung M_S adalah,

$$M_S = Log\left(\frac{A}{T}\right) + 1{,}66\,Log\,D + 3{,}33 \qquad 5.6)$$

yangmana T adalah periode dan D adalah *epicentral distance, A* adalah amplitudo dalam micron (1 mm = 1.10^3 micron).



Gambar 5.16. Representasi episentral distance, D

Misalnya suatu gempa telah direkam pada jarak yang sangat jauh dengan D = 75° , (Gambar 5.16) amplitudo A = 0,05 mm dan T = 20 dt, maka menurut pers.5.6),

$$M_S = Log\left(\frac{0{,}05.10^3}{20}\right) + 1{,}656.Log(75) + 3{,}33 = 0{,}398 + 3{,}11 + 3{,}33 = 6{,}84$$

Menurut Bolt (1988) seperti yang dikatakan di atas bahwa periode gelombang pada jarak jauh tersebut dapat mencapai T = 20 dt atau mempunyai frekuensi gelombang f = 0.05 cps. Dengan perkataan lain magnitudo gempa ini didasarkan atas gelombang gempa dengan periode yang panjang (*long period seismic waves*). Antara magnitudo gempa lokal M_L dan magnitudo gempa jauh M_S pada umumnya dapat dihubungkan. Di China, Hu dkk (1976) menyatakan bahwa Antara M_L dan M_S mempunyai hubungan,

$$M_S = 1{,}13.M_L - 1{,}08 \qquad 5.7)$$

5.4.3. Body Magnitude (M_B)

Body magnitude M_B diukur/dihitung berdasarkan gelombang – P. Magnitudo gempa M_B ini dipakai apabila gempa yang terjadi relatif dalam. Pada kondisi gelombang permukaan (*surface wave*) menjadi relatif kecil/lemah (tidak dominan) dan sebaliknya P-*wave* menjadi sangat dominan. Bolt (1989) mengatakan bahwa efek kedalaman gempa pada P-wave amplitude relatif kecil. Karena gempa yang terjadi relatif dalam maka M_B ini relatif bermakna pada *seismologist* darpada keperluan *engineering.* Rumus *standard body-wave magnitude* M_B adalah,

$$M_B = Log\ A - Log\ T + Q(D,h) \qquad 5.8)$$

yangmana A adalah amplitudo getaran dalam mikron, T adalah periode dalam detik dsn Q(D,h(adalah faktor koreksi yang dipengaruhi oleh beberapa hal.

Terdapat banyak rumus empirik *body magnitude* M_B, yang diantaranya adalah,

$$M_B = Log.A - \log.T + 0.01.\Delta + 2 \qquad 5.9)$$

T adalah periode gelombang P (berkisar 1 dt) dan Δ adalah jarak episenter diukur dalam derajat (360° adalah suatu lingkaran bumi).
Ada hubungan empirik (Hu, dkk, 1996) :

$$Ms = 1{,}59\ Mb - 4{,}0 \qquad 5.10)$$

Untuk gempa-gempa dengan fokus yang sangat dalam maka efek energi gelombang gempa kadang-kadang tidak begitu signifikan walaupun sebenarnya magnitudo gempa cukup besar. Dengan memakai diteksi gelombang primer atau *P-wave* maka kemudian diperkenalkan magnitudo gempa berdasarkan gelombang *body* atau M_B. Magnitudo gempa ini didasarkan atas amplitudo respon gelombang bodi. Antara M_S dan M_B mempunyai hubungan,

$$M_S = 1{,}58.M_B - 4 \qquad 5.11)$$

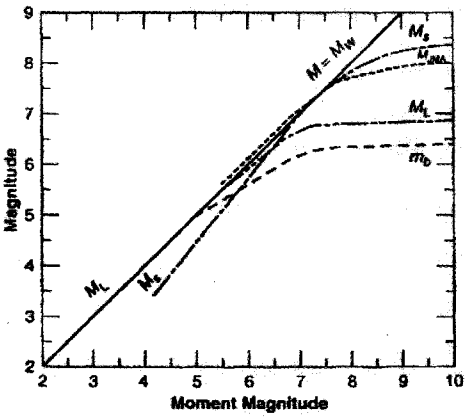
Dengan demikian antara M_L, M_S dan M_B dapat dihubungkan satu sama lain dengan persamaan persamaan tersebut di atas. Persamaan-persamaan tersebut dapat saja sedikit berbeda antara daerah yang satu dengan daerah yang lain. Batis (1981) dalam Hu dkk (1996) mengusulkan hubungan antara M_L dan M_B yaitu,

$$M_L = 1{,}335.M_B - 1{,}708 \qquad 5.12)$$

5.4.4 *Moment Magnitude (Mw)*

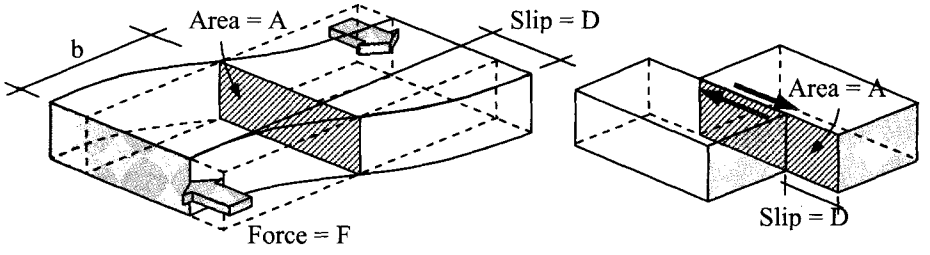
Hu dkk (1996) mengatakan bahwa walaupun pada rentang jarak episenter yang ditinjau (misalnya untuk M_L) sudah jelas, tetapi satu gempa yang diukur dari beberapa tempat/*site* dimungkinkan terjadinya perbedaan hasil magnitudo gempa. Kramer (1996) mengatakan bahwa pengukuran parameter gerakan tanah akibat gempa akan cenderung kurang sensitif untuk gempa besar dibanding dengan gempa-gempa kecil. Fenomena in umumnya disebut *earthquake magnitude saturation*, sebagaimana yang tampak pada Gambar 5.17). *Saturation* akan dimulai/ merupakan titik batas yangmana hitungan magnitudo gempa menjadi kurang teliti/batas ketelitian.

Gambar 5.17) tampak bahwa *bady-wave magnitude* M_B (dalam gambar tertulis m_b)dan *local magnitude* M_L akan mengalami saturasi pada M = 6 – 7, sedangkan *surface-magnitude* MS akan mengalami saturasi pada M = 8. Dengan memperhatikan kenyataan-kenayaan seperti itu maka perlu dicari parameter yang lain untuk menentukan magnitudo gempa (tidak lagi *wave amplitude* akibat *ground shaking*). Untuk itu parameter yang dipakai adalah akibat langsung dari terjadinya gempa yaitu geometri dan konfigurasi patahan/*fault*.



Gambar 5.17) *Earthquake magnitude saturation*

Dengan demikian untuk gempa-gempa yang besar, maka proses menghitung magnitudo gempa tidak lagi memakai *wave amplitude* tetapi memakai besaran *energy released*. Untuk itu yang harus dihitung terlebih dahulu adalah *Seismic Moment* (Mo) yaitu melalui ilustrasi pada Gambar 5.18). Akibat adanya 2-gaya geser F yang saling berlawanan, maka masa batuan akan mengalami deformasi tottal sebesar D.



Gambar 5.18. Representasi fisik *seismic moment*

Akibat adanya gaya geser F yang saling berlawanan tersebut, maka akan timbul tegangan sebesar pada bidang geser dengan luasan A,

$$\tau = \frac{F}{A}, \quad \text{atau} \quad F = \tau.A \qquad 5.13)$$

Sementara itu hubungan antara modulus elastik (*modulus of rigidity*) adalah,

$$\mu = \frac{\tau}{\gamma} = \frac{\tau}{D/2b}, \quad \text{atau} \quad \tau = \mu.\frac{D}{2.b} \qquad 5.14)$$

Substitusi pers.5.13) ke pers. 5.14) akan diperoleh,

$$F = \mu..A\,\frac{D}{2.b} \qquad 5.15)$$

Momen magnitude M_o yang terjadi dapat diperoleh dengan prinsip mekanika biasa, dan dengan memperhatikan pers.5.15) maka,

$$M_o = F.(2b) = \mu.A.D \qquad 5.16)$$

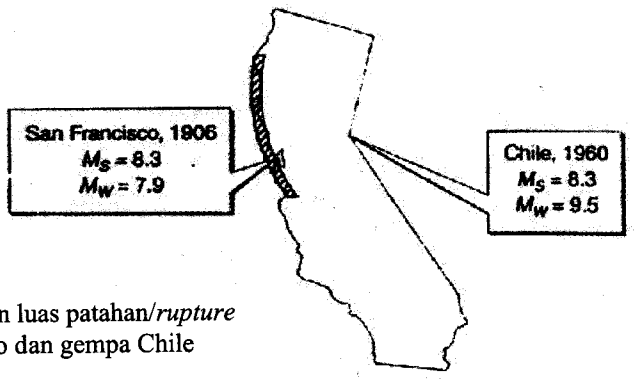
Momen magnitude Mo mempunyai satuan,

$$M_o = \mu\, A.d\left(\frac{dyne}{cm^2}.cm^2.cm = dyne.cm\right) \qquad 5.17)$$

yangmana μ adalah *rupture strength* atau *modulus rigidity* dalam dyne/cm^2 (yangmana 1 dyne = 10^{-5} kg), A adalah *rupture area* dan d adalah rata-rata *displacement.*

Satuan *seismic moment* adalah dyne.cm atau mempunyai dimensi FL, oleh karena itu disebut *seismic moment* (dimensi momen FL). Dimensi tersebut juga berarti sama dengan the *work done by earthquake*. Dengan demikian *seismic moment* bermakna sebagai *energy released by earthquake* (Kramer, 1996). Selanjutnya *energy released* dapat ditransfer menjadi *Moment Magnitude* (Mw) melalui suatu hubungan :

$$M_W = \frac{\log Mo}{1{,}5} - 10{,}7 \qquad 5.18)$$



Gambar 5.19 Perbandingan luas patahan/*rupture* akibat gempa San Fernando dan gempa Chile

Untuk memperjelas bahasan, ada baiknya disajikan suatu contoh yangmana dua gempa yang mempunyai *surface magnitude* Ms yang sama, tetapi berkemungkinan mempunyai

moment magnitude Mw yang jauh berbeda. Mengapa demikian, karena keduanya dihitung dengan metode yang berbeda. *Surface magnitude* Ms dihitung berdasarkan *wave amplitude* yang dalam hal ini adalah *displacement wave amplitude* sedangkan *moment magnitude* dihitung berdasarkan *energy released.* Sebagai contoh yaitu antara gempa San Fernado dengan gempa Chile sebagaimana yang disajikan pada Gambar 5.19).

Data ukuran *rupture* dan magnitudo gempa untuk gempa San Fernando meliputi, panjang dan lebar patahan berturut-turut adalah 400 km, 20 km dengan M_S = 8,3 dan M_W =7,9. Sedangkan untuk gempa Chile meliputi panjang dan lebar patahan berturut-turut adalah 1000 km, 300 km sedangkan M_S = 8,3 dan M_W = 9,5. Apabila diperhatikan kedua gempa tersebut mempunyai *surface magnitude* Ms yang sama tetapi *moment magnitude* antara keduanya sangat jauh berbeda. Kramer (1996) memberikan gambaran tentang perbandingan luas patahan antara gempa San Fernando dan Gempa Chile seperti yang tampak pada Gambar 5.19).

Berdasarkan data tersebut, gempa San Fernando mempunyai panjang patahan 400 km dan lebar patahan 20 km. *Rock strength* umumnya diambil $\mu = 3.10^{11}$dyne/cm^2. Apabila rata-rata *displacement* adalah 3,31 m maka berapa *seismic moment* Mo dan *Moment magnitude* Mw.

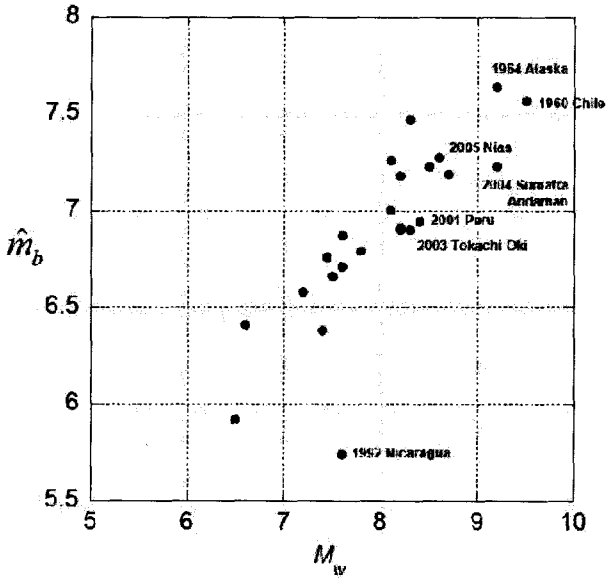
$$\text{Mo} = \mu.\text{A.d} = 3.10^{11}.400.10^{5}.20^{5}.3{,}31.10^{2}\ \frac{dyne}{cm^2}cm^2.cm$$

$$\text{Mo} = 7{,}944.10^{27}\ \text{dyne cm (}\textit{seismic moment}\text{)}$$

Moment Magnitude (Mw) adalah :

$$M_W = \frac{\log Mo}{1{,}5} - 10{,}7 = \frac{\log .7{,}944.10^{27}}{1{,}5} - 10{,}7$$

Mw = 7,9 (sama seperti magnitudo gempa San Fernando, 1906)



Gambar 5.20. Huibungan antara mb dan M_W (Kanamori, 2006)

Namun demikian seperti yang tampak pada Tabel 5.3), gempa San Fernando mempunyai *surface –wave magnitude* M_S = 8,3, suatu ukuran yang relatif jauh bila dibanding dengan *moment magnitude* M_W. Jangan lupa bahwa, kadang-kadang dijumpai nilai M_W bertanda negatif. Tanda negatif tersebut tetap dibenarkan dengan pengertian bahwa gempa tersebut merupakan gempa yang relatif kecil. Sebagai contoh misalnya, suatu gempa mempunyai *seismic moment* Mo = 2,4. 10^{14} dyne cm. Sesuai dengan persamaan di atas maka *moment magnitude* M_W menjadi,

$$M_W = \frac{Log.M_0}{1,5} - 10,7 = \frac{Log.\ 2,4.10^{14}}{1,5} - 10,7 = \frac{14,3802}{1,5} - 10,7$$

$$M_W = -1,132$$

Sebagaimana dikatakan sebelumnya gempa yang mempunyai nilai M_W negatif adalah gempa yang ukurannya relatif kecil. Hubungan antara M_W dan m_b misalnya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 5.20).

5.5 Energi Gempa

Energi yang di akibatkan oleh bom atom yang dijatuhkan di Hiroshima dan Nagasaki di Jepang pada tahun 1945 kira-kira sebesar 10^{21} erg (1 erg = 1 dyne.cm, 1 dyne = 10^{-6} kg) . Energi yang dilepaskan saat terjadinya gempa dapat sangat bervariasi mulai dari 10 – 1 juta kali energi bom Hiroshima dan Nagasaki tersebut sebagaimana yang tampak pada Gambar 5.21). Sedangkan *erthquake magnitude* sebagaimana dibahas sebelumnya hanya mempunyai ukuran M ≤ 9,5. Sementara itu terdapat hubungan antara magnitudo gempa dan energi yang dilepaskan saat terjadi gempa. Oleh karena itu hubungan antara energi gempa dan magnitudo gempa bukanlah hubungan linier, tetapi umumnya dinyatakan dalam hubungan skala logaritmik. Richter juga memperkenalkan hubungan antara energi yang dilepaskan pada saat gempa dengan magnitudo gempa. Untuk gempa dangkal di daerah California, maka hubungan tersebut dinyatakan dalam persamaan yang cukup terkenal yaitu,

$$Log(E_S) = 11,8 + 1,5.M_L \qquad 5.19)$$

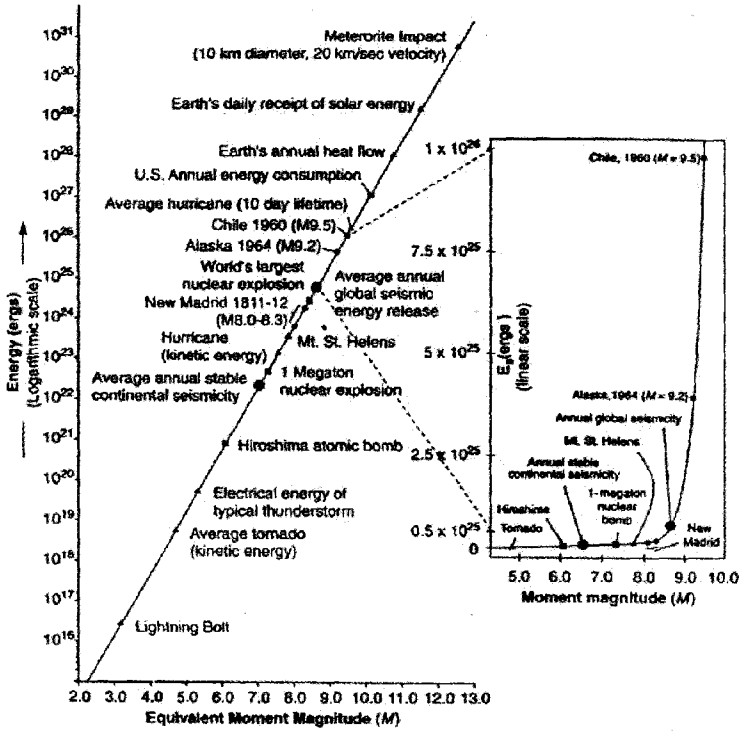
dengan Es adalah energi yang dinyatakan dalam erg , M_L adalah *local magnitude.*

Released energy untutk beberapa gempa pada Gambar 5.21) tersebut menunjukkan bahwa kekuatan energi gempa sangatlah besar dibanding dengan tenaga bom atom sekalipun. Persamaan 5.19) tersebut adalah persamaan hasil dari beberapa kali revisi oleh Guttenberg dan Richter (1956) khususnya untuk daerah California. Persamaan tersebut juga diadopsi oleh Kanamori (1977) didalam menentukan moment magnitude M_W. Agar terdapat gambaran yang cukup tentang energi gempa dan kekuatan bom TNT maka pada Tabel 5.6 berikut ini diberikan contohnya.

Contoh : Gempa dengan ukuran M_L = 6,0 skala Richter, maka berapa energi yang dilepaskan saau terjadi gempa.

$$Log(E_S) = 11,8 + 1,5.(6,0) = 20,8$$

$$E_S = 10^{20,8}.erg = 10^{20,8}.7,5.10^{-8} = 7,5.10^{12,8}.lb.ft$$



Gambar 5.21. *Released energy* beberapa gempa (Kramer, 1996)

Tabel 5.6 *Ekivalent Richter Scale* [ ]

No.	Energy TNT (x 1000 ton)	*Ekiv. Richter Magn.* M_L	Ekivalen Angin/ Gempa
1	1	4	Nuklir kecil
2	5	4,5	Angin Tornado
3	32	5,0	Little Skul EQ
4	80	5,5	
5	1000	6,0	Double Spring EQ
6	5000	6,5	Northridge EQ
7	32000	7,0	
8	160000	7,5	Landers EQ
9	1.10^6	8,0	San Francisco EQ
10	5.10^6	8,5	Anchorage EQ
11	32.10^6	9,0	Chilie EQ
12	1.10^9	10,0	
11	160.10^9	12,0	*Earth daily receipt of solar energy*

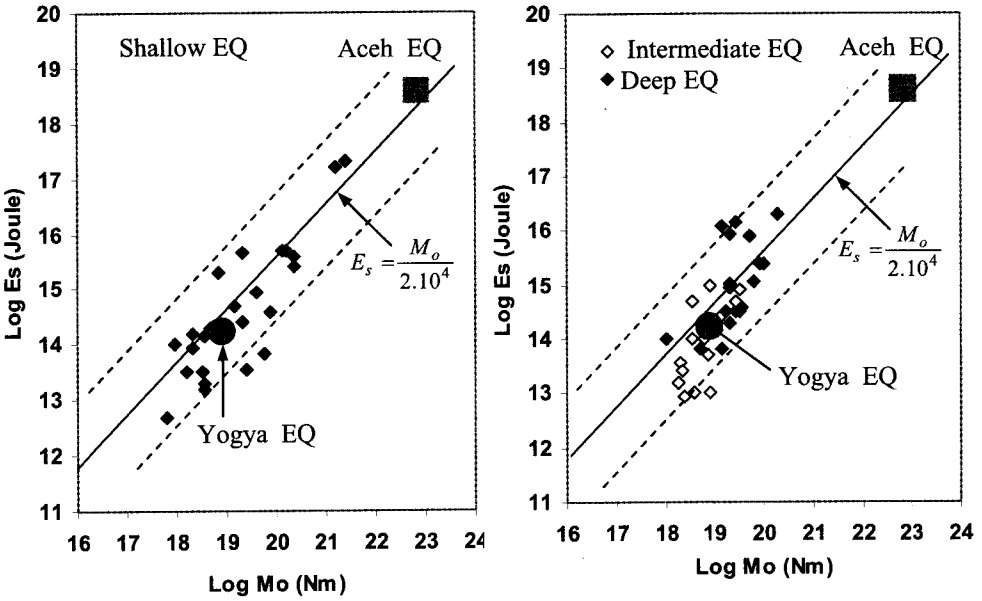
Werner (1976) mengatakan bahwa walaupun magnitudo gempa telah ditetapkan dengan beberapa cara namun terdapat beberapa kelemahan. Kelemahan pertama, derajat akurasi

penentuan magnitudo gempa dipengaruhi oleh tingkat homogenitas lapis kerak bumi yang selanjutnya akan mempengaruhi orientasi patahan realtif terhadap stasiun pencatat. Kelemahan yang lain adalah magnitudo gempa tidak berkorelasi secara akurat dengan percepatan tanah akibat gempa. Kelemahan yang lain meliputi tidak jelasnya sistim koreksi acelerograph terhadap berbagai macam jenis tanah.

Selain hubungan di ats maka Vassiliou dan Kanamori (1982), Kanamori (1983) juga mengajukan hubungan yang lebih praktis antara energi gempa Es dengan *sesmic moment* Mo (lihat Gambar 5.22) yaitu,

$$E_S = \frac{M_0}{20000} \qquad 5.20)$$

yangmana energi gempa Es dan *seismic moment* M_o dinyatakan dalam erg (dyne.cm)



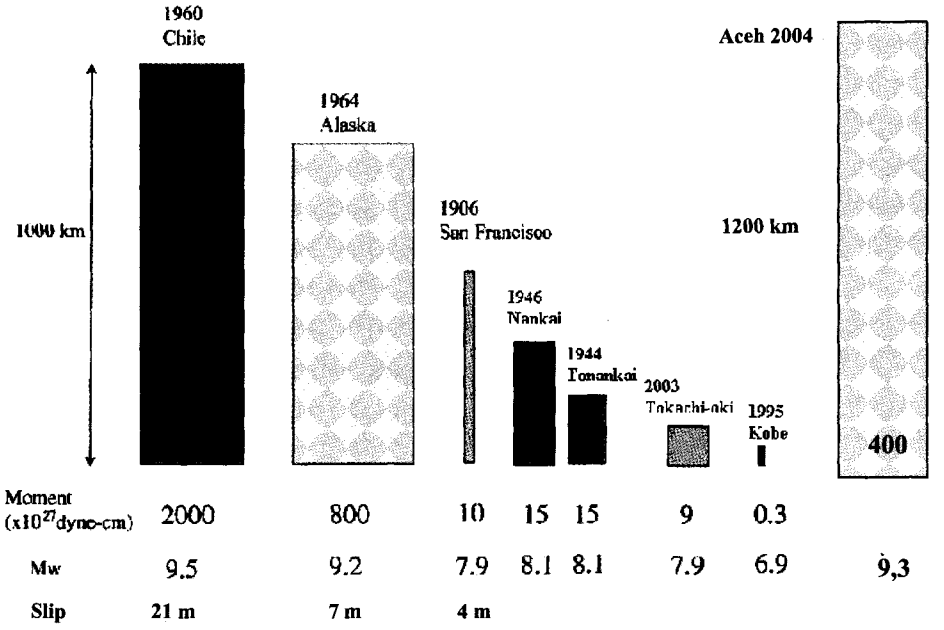
Gambar 5.22. Hub. *seismic energy* dengan *seismic moment* (Modifikasi Kanamori, 1983)

Menurut beberapa sumber terdapat hubungan antara *sesimic moment* dan *seismic energy*. Modifikasi hubungan yang pernah dibuat oleh Kanamori (1983) adalah seperti yang tampak pada Gambar 5.20). Menurut Sulaiman dkk (2008) *seismic moment* Mo gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 diestimasikan sebesar $8.1325.10^{25}$ dyne-cm dan kalau diplot dalam besaran Log Mo dalam Nm adalah seperti yang tampak pada gambar (Joule atau Nm yangmana 1 Joule = 1 Nm = 10^7 dyne cm)

Tampak pada gambar tersebut bahwa plot *seismic moment* Mo baik gempa Aceh (2004) dan gempa Yogyakarta 2006) masuk secara baik dalam Kanamori (1983) baik untuk gempa dangkal, gempa menengah maupun gempa dalam. Juga tampak pada Gambar tersebut bahwa pers.5.22) yang diajukan oleh Kanamori (1983) sangat baik mewakili hubungan antara *seismic moment* dengan *seismic energy*.

Pada gambar 5.22) juga tampak bahwa *seismic energy* Es mempunyai hubungan yang linier dengan *seismic moment* Mo baik untuk gempa dalam maupun gempa dangkal. Pada gambar tersebut juga dapat diketahui bahwa pada nilai *seismic moment* Mo yang sama, energi

yang dipancarkan oleh gempa dalam cenderung lebih kecil daripada energi gempa-gempa dangkal. Keduanya akan juga berpengaruh terhadap *stress drop* yang terjadi pada batuan (lihat bahasan *stress drop*). Sementara itu perbandingan *seismic moment* untuk beberapa gempa adalah seperti yang disajikan pada Gambar 5.23).



Gambar 5.23. Perbandingan *seismic moment* untuk beberapa gempa (USGS)

Pada Gambar 5.23) tersebut tampak bahwa menurut banyak ahli panjang bidang patahan gempa Aceh 2004 mencapai 1200 km. Menurut beberapa catatan, gempa Kobe, 1995 merupakan gempa yang relatif kecil diantaranya, tetapi mengakibatkan kerugian yang paling besar.

5.6 Hubungan antar Skala Gempa

5.6.1 Hubungan antara Energi dengan Magnitudo Gempa

Pada bagian yang lain Gutenberg dan Richter (1956) juga mengembangkan hubungan antara besaran-besaran lain tentang gempa khususnya untuk daerah California. Selanjutnya Kanamori el al. (1993) mengajukan hubungan antara energi gempa dengan *local magnitude* yaitu,

$$Log\, E_S = 1{,}96 M_L + 9{,}05 \qquad 5.21)$$

yangmana Es adalah energi gempa dalam erg (dyne cm), dan ML adalah *local magnitude*, dan persamaan tersebut hanya akurat untuk $1{,}5 < ML < 6{,}5$.

Selain dapat dinyatakan dalam *local magnitude*, maka energi gempa juga dapat dinyatakan dalan *body-wave* magnitude M_B melalui suatu hubungan (Sadovky, 1986),

$$Log\, E_S = 1{,}7 M_B + 9{,}3 \qquad 5.22)$$

Energi gempa Es dinyatakan dalam erg, dan persamaan tersebut dapat dipakai baik untuk gempa maupun untuk ledakan dibawah tanah. Dengan memperhatikan hubungan di atas, maka sebenarnya terdapat hubungan,

$$\begin{aligned} 1{,}96M_L + 9{,}05 &= 1{,}7M_B + 9{,}3 \\ M_L &= 0{,}867\,M_B + 0{,}128 \end{aligned} \qquad 5.23)$$

5.6.2 *Moment Magnitude Relations*

Selain hubungan-hubungan di atas, maka baik *local magnitude* M_L, *surface-wave magnitude* M_S dan *body-wave magnitude* MB juga dapat dihubungakan dengan *seismic moment* Mo. Ekstrom dan Dziewonski (1988) dalam Bergman (2000) mengajukan hubungan-hubungan tersebut misalnya sebagai berikut ini,

$$M_S = Log\,M_0 - 12{,}24 \qquad untuk \quad M_o < 3{,}2.10^{17} \qquad 5.24.a)$$

$$M_S = -19{,}24\ Log\,M_o - 0{,}088\,(LogM_o - 24{,}5)^2 \quad 3{,}2{,}10^{17} < \text{Mo} < 2{,}5{,}10^{19} \quad 5.24.b)$$

$$M_S = -10{,}73 + 0{,}667\,Log\,M_o \qquad untuk \quad M_o > 2{,}5.10^{19} \qquad 5.24.c)$$

dengan catatan bahwa *seismic moment* Mo dinyatakan dalam Joule atau Nm yangmana 1 Joule = 1 Nm = 10^7 dyne cm.

Disamping hubungan antara *surface magnitude* M_S denagn seismic moment Mo seperti di atas hubungan yang senada juga diajukan oleh Chen dan Chen (1983) dalam Bergman (2000). .Hubungan yang dimaksud adalah,

$$Log\,M_o = 1{,}0\ M_S + 12{,}20 \qquad untuk \quad M_S < 6{,}4 \qquad 5.25a)$$

$$Log\,M_o = 1{,}5\ M_S + 9{,}0 \qquad untuk \quad 6{,}4 < M_S < 7{,}8 \qquad 5.25.b)$$

$$LogM_o = 3{,}0\ M_S - 2{,}7 \qquad untuk \quad 7{,}8 < M_S < 8{,}5 \qquad 5.25.c)$$

$$M_S = 8{,}5 = tetap \quad untuk \quad M_o > 22{,}8\ Nm \qquad 5.25.d)$$

yangmana Mo adalah seismic moment dalam Joule(Nm).

Hubungan tersebut di atas belum tentu sangat tepat untuk tempat-tempat tertentu. Ambraseys (1990) dalam Bergman (2000) mengatakan bahwa hubungan antara seismis moment Mo dengan *surface magnitude* M_S tersebut sedikit *under-estimate* untuk daerah Alpide (Eropa). Selain hubungan di atas Chen (1989) juga mengajukan hubungan antara *seismic moment* Mo dengan *body magnitude* M_B (akan *saturate* untuk MB > 6,5) yaitu,

$$\begin{aligned} Log\,M_o &= 1{,}5\,M_B + 9{,}0 \qquad untuk\ 3{,}8 < M_B \le 5{,}2 \\ Log\,M_o &= 3{,}0\ M_B + 1{,}2 \qquad untuk\ 5{,}2 < M_B \le 6{,}5 \end{aligned} \qquad 5.26)$$

Seismic moment Mo dinyatakan dalam Nm atau Joule seperti pada persamaan sebelumnya.

Disamping hubungan antara *seismic moment* Mo dengan *body magnitude*, maka Chen (1989) juga mengajukan hubungan antara *seismic moment* Mo dengan *local magnitude* M_L untuk daerah California, yaitu,

$$Log\, M_o = M_L + 10{,}5 \quad untuk \quad M_L \leq 3{,}6 \qquad 5.27.a)$$

$$Log\, M_o = 1{,}5\, M_L + 8{,}7 \quad untuk \quad 3{,}6 < M_L \leq 5{,}0 \qquad 5.27.b)$$

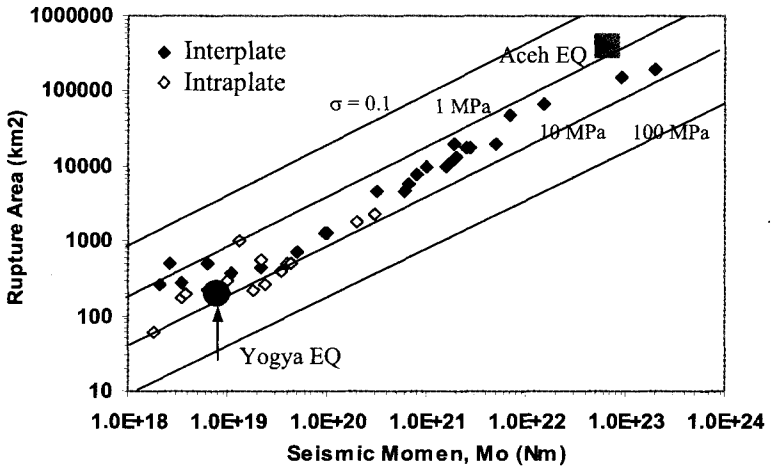
$$Log\, M_o = 3\, M_L + 1{,}2 \quad untuk \quad 5{,}0 < M_L \leq 6{,}3 \qquad 5.27.c)$$

Notasi seismic moment Mo masih sama dengan sebelumnya yaitu dalam Joule (Nm).

5.6.3 Hubungan antara Mo, Es dengan Parameter Patahan (*Fault Parameters*)

Parameter patahan yang dimaksud umumnya adalah panjang , lebar dan luas patahan. Data seperti itu dapat diketahui setelah gempa terjadi dengan memperhatikan bukti lapangan maupun peta episenter gempa *foreshock, mainshock* dan *aftershock.* Apabila ukuran patahan telah diketahui maka hubungan ini pada intinya adalah untuk menentukan *earthquake magnitude, seismic moment* Mo dan *seismic Energy* Es. Kanamori dan Andoerson (1975) dalam Bergman (2000) telah meneliti hubungan antara *seismic moment* Mo dengan *rupture area* seperti yang tampak pada Gambar 5.24).

Pada gambar 5.24) tampak bahwa hubungan tersebut meliputi gempa *intraplate* dan gempa *interplate* dan tampak bahwa keduanya mempunyai hubungan yang hampir linier. Hubungan juga di korelasikan dengan adanya *stress drop* $\Delta\sigma$.



Gambar 5.24. Seismic moment Mo vs rupture area, Ar (Modifikasi Kanamori 1983)

Abidin dkk (2009) mengatakan bahwa gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 mempunyai *rupture length* ± 18 km, *width* ± 10 km, *strike* 48° to E, *dip angle* 89° dan ternyata masuk dengan baik dalam rentang plot yang dibuat oleh Kanamori (1983). Gambar 5.24) juga menunjukkan bahwa *stress drop* untuk gempa *intraplate* justru lebih besar daripada gempa-gempa *interplate. Stress drop* pada gempa *intraplate* dapat mencapai $\Delta\sigma$ = 10 Mpa = 102 kg cm^2. Berdasarkan atas gambar tersebut Abe (1975) dalam Bergman (2000) merekomendasikan adanya hubungan,

$$M_o = 1{,}33.10^{15}\, .A_r^{1,5} \qquad 5.28)$$

dengmana *seismic moment* Mo dalam Nm dan *rupture area* Ar dalam km^2.

Selanjutnya Purcau dan Berckhemer (1982) juga merekomendasikan hubungan yang sama dengan rumusan,

$$Log\, M_o = (1{,}5 \pm 0{,}02)\, Log\ A_r + (15{,}25 \pm 0{,}05) \qquad 5.29)$$

dengan catatan *seismic moment* Mo dalam Nm dan *rupture area* dalam km^2.

Hubungan yang lain yaitu antara *moment magnitude* M_W dengan *rupture area* Ar diajukan oleh Coppersmith (1994) dalam Bergman (2000) yaitu,

$$M_W = (0{,}98 \pm 0{,}03)\, Log\, A_r + (4{,}07 \pm 0{,}06) \qquad 5.30)$$

Selain hubungan-hubungan tersebut di atas, maka Bergman (2000) menyajikan hubungan antara *seismic moment* Mo lawan *fault length* seperti yang tampak pada Gambar 5.25).

5.7 Hubungan antara Magnitudo Gempa dengan Panjang *Rupture*

Dengan memakai prinsip *seismic moment* seperti disinggung didepan maka antara magnitudo gempa dan panjang *rupture* dapat dihubungkan. Menurut Dowrick (1988), Slemmons (1977) mengidentifikasi kejadian gempa bumi dibanyak negara didunia dan kemudian menarik suatu kesimpulan hubungan antara magnitudo gempa dan panjang patahan. Hubungan secara kasar akhirnya diperoleh dan berturut-turut untuk *normal fault, reverse fault* dan *slip fault* hubungan antara magnitudo gempa dan panjang patahan adalah sebagai berikut,

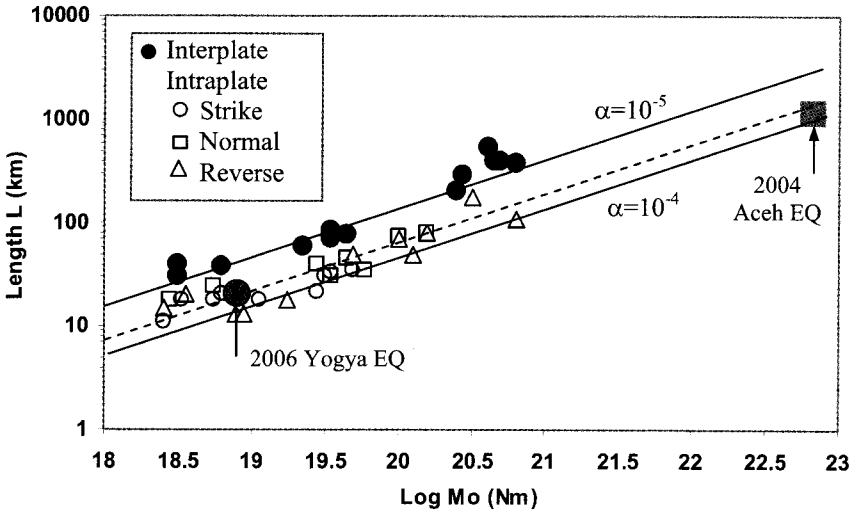
$$M_S = 0.809 + 1{,}341.\log(L) \qquad 5.31.a)$$

$$M_S = 2{,}021 + 1{,}142.\log(L) \qquad 5.31.b)$$

$$M_S = 1{,}404 + 1{,}169.\log(L) \qquad 5.31.c)$$

dengan L adalah panjang *rupture* dalam meter.

Dengan memperhatikan persamaan tersebut di atas maka jelas bahwa semakin besar magnitudo gempa maka semakin panjang patahan yang terjadi atau sebaliknya. Dengan magnitudo gempa yang sama patahan yang paling panjang akan terjadi pada *normal fault* dan patahan terpendek aakan terjadi paada *reverse fault.*



Gambar 5.25. *Seismic moment* Mo vs panjang patahan (modifikasi Kanamori, 1983)

Pada kesempatan yang lain Chen dan Chen (1989) dalam Bergman (2000) juga mengajukan hubungan antara *surface magnitude* MS dengan panjnag patahan L. Hubungan tersebut adalah,

$$Log\ L = \frac{M_S}{3} - 0{,}873 \qquad untuk \quad M_S \leq 6{,}4 \qquad 5.32.a)$$

$$Log\ L = \frac{M_S}{2} - 1{,}94 \qquad untuk \quad 6{,}4 < M_S \leq 7{,}8 \qquad 5.32.b)$$

$$Log\ L = M_S - 5{,}84 \qquad untuk \quad 7{,}8 < M_S \leq 8{,}5 \qquad 5.32.c)$$

yangmana panjang patahan L dalam km

Pada Gambar 5.25) tersebut tampak bahwa gempa Yogyakarta 2006 dan Aceh 2004 rujuk dengan baik dan senada dengan gambar sebelumnya, *stress drop* $\Delta\sigma$ untuk gempa-gempa *intraplate* lebih besar daripada gempa-gempa *interplate*. Namun demikian pada *seismic moment* yang sama patahan gempa *intraplate* lebih kecil daripada patahan gempa- *interplate*.

Panjang patahan di dalam tanah (*subsurface rupture*, SSRL) dan di permukaan tanah (*surface rupture length*, SRL) pada umumnya tidak selalu sama. Dengan mempertimbangkan hal ini maka Wells dan Coppersmith (1994) dalam Bergman (2000) melakukan studi hubungan antara *moment magnitude* M_W dengan *rupture length*. Hubungan tersebut adalah,

$$M_W = (1{,}16 \pm 0{,}07)\,Log\,(SRL) + (5{,}08 \pm 0{,}10 \qquad 5.33.a)$$

$$M_W = (1{,}49 \pm 0{,}04)\,Log\,(SSRL) + (4{,}38 \pm 0{,}06) \qquad 5.33.b)$$

atau,

$$Log\,(SRL) = (0{,}69 \pm 0{,}04)\,M_W - (3{,}22 \pm 0{,}27) \qquad 5.33.a)$$

$$Log\,(SSRL) = (0{,}59 \pm 0{,}02)\,M_W - (2{,}44 \pm 0{,}11) \qquad 5.33.b)$$

Bergman (2000) mengatakan bahwa dengan membandingkan dua persamaan (bawah) akan diperoleh hasil bahwa *surface rupture length*, SRL hanya kira-kira 75 % dari *subsurface rupture length*, SSRL.

5.8 Hubungan antara Magnitudo Gempa dengan *Fault Displacement*

Fault displacement atau dislokasi permukaan tanah yang timbul akibata gempa juga dapat dihubungkan dengan magnitudo gempa. Pada kenyataannya dilapangan nilai tersebut sangatlah bervariasi dan tidak mudah menetapkan besar nilainya. Namun demikian berdasarkan data yang sama seperti hubungan sebelumnya, antara ukuran dan dislokasi permukaan tanah akibat gempa mempunyai hubungan,

$$M_S = 6{,}668 + 0{,}75.\log(D) \qquad 5.34.a)$$

$$M_S = 6{,}793 + 1{,}306.\log(D) \qquad 5.34.b)$$

$$M_S = 6{,}974 + 0{,}804.\log(D) \qquad 5.34.c)$$

dengan D adalah dislokasi permukaan tanah dalam meter dan pers.5.34a), pers.5.34.b) dan pers.5.34c) berturut-turut adalah untuk *normal fault, reverse fault dan slip fault.*

Dengan memperhatikan persamaan tersebut maka juga tampak bahwa dengan magnitudo gempa yang sama maka *normal fault* akan menyebabkan dislokasi permukaan yang paling besar. Dengan magnitudo gempa yang sama pula maka *reverse fault* akan meyebabkan dislokasi permukaan yang paling kecil.

Senada dengan hasil sebelumnya Chen dan Chen (1989) dalam Bergman (2000) juga mengajukan hubungan antara dislokasi D (dalam meter) dengan *surface magnitude* Ms. Sama dengan hubungan sebelumnya, hubungan tersebut tidak didasarkan atas mekanisme kejadian gempa (jenis patahan) sebagaimana diajukan oleh Dowrick (1988). Hubungan tersebut adalah,

$$Log\ D = \frac{M_S}{3} - 2{,}271 \qquad untuk\ M_S \leq 6{,}4 \qquad 5.35.a)$$

$$Log\ D = \frac{M_S}{2} - 3{,}34 \qquad untuk\ 6{,}4 < M_S \leq 7{,}8 \qquad 5.35.b)$$

$$Log\ D = M_S - 7{,}24 \qquad untuk\ 7{,}8 < M_S \leq 8{,}5 \qquad 5.35.c)$$

Agak berbeda dengan bahasan sebelumnya, dislokasi pecahnya tanah adalah peristiwa yang dapat disaksikan dipermukaan tanah. Oleh karena itu hubungan antara *moment magnitude* M_W dengan dislikasi pecahnya tanah hanyalah berhubungan dengan *surface rupture length* SRL. Hubungan tersebut adalah,

$$Log\ D = (0{,}69 \pm 0{,}08)\ M_W - (4{,}8 \pm 0{,}57) \qquad 5.36.a)$$

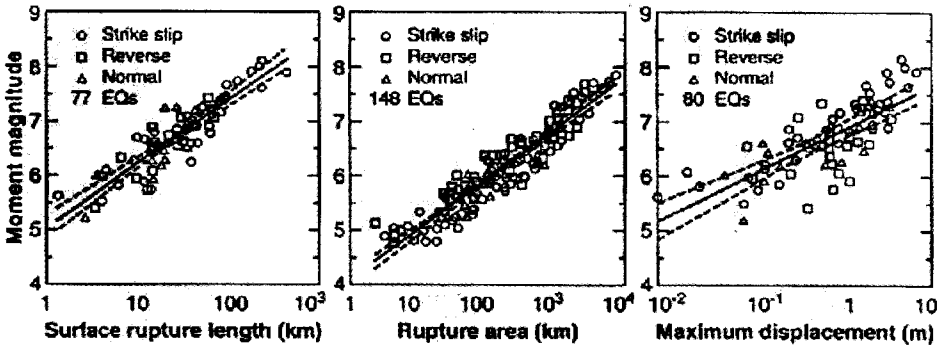
$$Log\ D = (0{,}88 \pm 0{,}11)\ Log\ SRL - (1{,}43 \pm 0{,}18) \qquad 5.36.b)$$

atau,

$$Log\ SRL = (0{,}57 \pm 0{,}07)\ Log\ D + (1{,}61 \pm 0{,}04) \qquad 5.36.c)$$

yangmana dislokasi D dalam meter dan rupture length dalam km.

Selain hubungan seperti di atas maka Wells dan Coppersmith, 1994 dalam Kramer (1996) menyajikan hubungan antara *moment magnitude* M_W dengan *rupture length* L, *rupture area* A dan *maximum displacement* D seperti pada Gambar 5.26).



Gambar 5.26. Hubungan antara M_W dengan L, A dan D (Wells & Coppersmith, 1994)

Tampak jelas pada gambar bahwa hubungan hubungan tersebut cenderung linier, walaupun hubungan antara *seismic moment* M_W dengan *maximum displacement* D relatif agak menyebar (*scatter*). Hubungan tersebut secara matematik dinyatakan seperti pada Tabel 5.7. Konsisten dengan notasi yang ada pada Gambar 5.26), hubungan-hubungan yang ada apada Tabel 5.7 mempunyai notasi *rupture length*, L dalam km, *rupture area*, A dalam km^2 dan *maximum displacement* D dalam meter.

Tabel 5.7 Hubungan antara M_W dengan L, A dan D (Kramer, 1996)

Fault Movement	*Number Of events*	*Relationship*	*Relationship*
Strike slip	43	$M_W = 5{,}15 + 1{,}12$ Log L	Log L = 0,74 M_W – 3,55
Reverse	19	$M_W = 5{,}00 + 1{,}22$ Log L	Log L = 0,63 M_W – 2,86
Normal	17	$M_W = 4{,}86 + 1{,}32$ Log L	Log L = 0,50 M_W – 2,01
All	77	$M_W = 5{,}08 + 1{,}16$ Log L	Log L = 0,69 M_W – 3,22
Strike slip	83	$M_W = 3{,}98 + 1{,}02$ Log A	Log A = 0,90 M_W – 3,42
Reverse	43	$M_W = 4{,}33 + 0{,}90$ Log A	Log A = 0,98M_W – 3,99
Normal	22	$M_W = 3{,}93 + 1{,}02$ Log A	Log A = 0,82 M_W –2,87
All	148	$M_W = 4{,}07 + 0{,}98$ Log A	Log A = 0,91 M_W – 3,49
Strike slip	43	$M_W = 6{,}81 + 0{,}78$ Log D	Log D = 1,03 MW – 7,03
*Reverse**	21	$M_W = 6{,}52 + 0{,}44$ Log D	Log D = 0,29 MW – 1,84
Normal	16	$M_W = 6{,}61 + 0{,}71$ Lod D	Log D = 0,89 MW – 5,90
All	80	$M_W = 6{,}69 + 0{,}74$ Log D	Log D = 0,82 Mw – 5,46

*Regresi tidak normal, secara statistis hubungan tidak siknifikan/layak

5.9 Hubungan antara Jenis-jenis Magnitudo Gempa

Sebelumnya telah disampaikan beberapa jenis magnitudo gempa yang dapat dipakai mulai dari M_L, M_S, m_b dan M_W. Asrurifak (2010) menghimpun banyak data gempa Indonesia yang berhubungan dengan jenis-jenis magnitudo gempa tersebut. Setelah dilakukan regresi, maka hubungan antara magnitudo-2 gempa tersebut kemudian disajikan pada Tabel 5.8.

Tabel 5.8 Hubungan antar magnitudo gempa (Asrurifak, 2010)

Korelasi Konversi	**Jml Data (Events)**	**Range Data**	**Kesesuaian (R^2)**
$M_w = 0.143M_s^2 - 1.051M_s + 7.285$	3.173	$4.5 \leq M_s \leq 8.6$	93.9%
$M_w = 0.114m_b^2 - 0.556m_b + 5.560$	978	$4.9 \leq m_b \leq 8.2$	72.0%
$M_w = 0.787M_E + 1.537$	154	$5.2 \leq M_E \leq 7.3$	71.2%
$m_b = 0.125M_L^2 - 0.389M_L + 3.513$	722	$3.0 < M_L < 6.2$	56.1%
$M_L = 0.717M_D + 1.003$	384	$3.0 \leq M_D \leq 5.8$	29.1%

5.10 *Stress Drop*

Sebagaimana dijelaskan sebelumnya bahwa sebelum terjadi gempa, di tempat-tempat tertentu telah terjadi akumulasi energi akibat gerakan lempeng-tektonik/massa batuan. Akumulasi energi juga berarti terjadinya akumulasi tegangan. Pada saat terjadinya gempa maka terjadi pelepasan tegangan, sehingga akan terjadi perbedaan tegangan antara sebelum dan sesudah gempa. Perbedaan tegangan tersebut sebagaimana disebut disebut *stress drop*, yaitu sebagaimana disebut sebelumnya.

Terdapat beberapa rumus *stress drop* yang dapat dipakai, yang pada hakekatnya dipengaruhi oleh beberapa hal. Hal-hal yang berpengaruh terhadap besarnya stress drop tersebut adalah bentuk bidang patahan (lingkaran, segi-empat) mekanisme gempa (*strike slip*, *normal fault* maupun *thrust fault*). Disamping rumus standar yang sudah disampikan

sebelumnya , maka terdapat beberpa rumusan yang dapat dipakai diantaranya adalah sebagai berikut.

$$\Delta \sigma = C.\mu.\frac{D}{w} \qquad 5.37)$$

yangmana C adalah suatu konstanta tergantung dari terlihat atau tidaknya patahan, μ adalah *rupture strength*, D adalah dislokasi (dalam meter) dan w adalah lebar patahan.

Untuk patahan yang berbangun segi empat dengan panjnag patahan L dan lebar atau dalam patahan w, maka *stress drop* adalah seperti pada persamaan 5.31) , dengan catatan,

$$C = C_d \quad untuk \quad w = L \qquad 5.38.a)$$

$$C = C_d + 0{,}9(1-\frac{L}{w}) \quad untuk \quad w < L < 2w \qquad 5.38.b)$$

$$C = C_d - 0{,}9 \quad untuk \quad L \geq 2w \qquad 5.38.c)$$

yangmana,

C_d = 1,6 *untuk patahan yangmengakibatkan surface rupture*

C_d = 2,1 *untuk patahan yang terpendam (tidak tampak)*

Untuk patahan yang mempunyai bangun lingkaran (dimodel lingkaran) dengan jari-jari r, *strike-slip* segi empat dan dip-slip segi-empat maka *stress drop* Δσ berturut-turut adalah,

$$\Delta\sigma = \frac{7}{16}\frac{M_o}{r^3} \qquad 5.39a)$$

$$\Delta\sigma = \frac{2}{\pi}\frac{M_o}{L.D^2} \qquad 5.39b)$$

$$\Delta\sigma = \frac{8}{3.\pi}\frac{M_o}{L.D^2} \qquad 5.39c)$$

Yangmana L dan D berturut-turut adalah panjang dan lebar *fault rupture*

Berikut ini adalah contoh data tentang panjang patahan L, lebar patahan W dan dislokasi D yang dikutip dari Mai dan Beroza (2000). Dengan data tersebut dapat dihitung *stress drop* Δσ, magnitudo gempa baik M_L, M_S, M_B maupun M_W .

Stress drop juga dapat dihubungkan dengan seismic moment M_o dan *seismic energy* E_s melalui,

$$\Delta\sigma = \frac{2.\mu.E_s}{M_o} \qquad 5.40)$$

Contoh : Akan dihitung stress drop untuk gempa Kanto yang terjadi di Jepang pada 9 Januari 1923. Panjang patahan L = 130 km = 130.10^5 cm dan lebar patahan 70 km = 70.10^5 cm. Sementara itu dislokasi D = 201, 17 cm. *Rupture strength* batuan diambil μ = 3.10^{11} dyne/cm^2. Menurut persamaan 5.32.c),

$$C = C_d - 0{,}9 = 1{,}6 - 0{,}9 = 0{,}7$$

$$\Delta\sigma = C.\mu.\frac{D}{W} = 0{,}70.(3.10^{11})\frac{201{,}17}{70.10^5}\frac{dyne}{cm^2}\frac{cm}{cm} = 6035100\frac{dyne}{cm^2}$$

$$\Delta\sigma = 6{,}0351\ \frac{kg}{cm^2} = 6{,}0351\ bars$$

Stress drop juga dapat dicari dengan cara yang lain yaitu dengan melalui,

$$M_o = \mu.A.D = 3.10^{11}.(130.10^5)(70.10^5).201{,}17\ \frac{dyne}{cm^2}.cm.cm..cm$$

$$M_o = 5{,}492.10^{27}\ dyne.cm = 5{,}492.10^{20}\ Joule$$

Tabel 5.9 Fault Parameters [ ]

No	Earthquake	Date	L	W	D	Mw		Mo	Mek
			km	km	cm	A	B	Nm=J	gmp
1	Kanto	9/1/23	130	70	201,17	8,1	7,85	6,04E20	RV
2	San Fernando	9/2/71	19	19	135,48	6,7	6,81	1,61E19	RV
3	Tabas	16/9/78	95	45	37,66	7,4	7,15	5,31E19	RV
4	Coyote Lake	6/8/79	10	10	11,46	5,9	5,69	3,44E17	SS
5	Imp.Valley	15/10/79	35	13	38,85	6,6	6,51	5,83E18	SS
6			42	10,5	62,03	6,6	6,83	9,03E18	SS
7	Borah Peak	28/10/83	52	26,4	39,42	6,9	6,83	1,79E19	N
8	Morgan Hill		30	10	26,16	6,3	6,28	2,59E18	SS
9			27	11,5	16,63	6,2	6,15	1,70E18	SS
10	Michoacan	19/9/85	180	140	145,78	8,1	8,06	1,21E21	RV
11	Palm Spring	8/7/86	22	15,2	15,24	5,6	6,15	1,68E18	OB
12			10	10	13,13	5,6	6,11	1,45E18	OB
13	WitterNarrows	10/10/87	10	10	26,26	5,9	5,95	8,67E17	OB
14	Elmore Ranch	24/11/87	26	10	27,91	6,2	6,25	2,39E18	SS
15	Supersit. Hill	24/11/87	24	10	117,44	6,6	6,65	9,39E18	SS
16			20	11,5	83,15	6,6	6,53	6,31E18	SS
17	Loma Prieta	18/10/89	40	14	129,35	6,9	6,92	2,39E19	OB
18			38	17	106,17	6,9	6,84	2,26E19	OB
19			40	20	114,10	6,9	6,99	3,01E19	OB
20	Sierra Madre	28/6/91	7	6	15,91	5,6	5,56	2,21E17	RV
21	Joshua Tree	23/4/92	35	20	11,48	6,1	6,28	2,65E18	SS
			22	20	12,43	6,1	6,17	1,80E18	SS
22	Landers	28/6/92	84	18	139,30	7,3	7,23	6,95E19	SS
23			80	15	199,99	7,3	7,27	7,92E19	SS
24			78	15	246,91	7,3	7,32	9,53E19	SS
25	Northridge	17/1/95	17	26	70,75	6,7	6,68	1,03E19	RV
26			20	26	107,72	6,7	6,84	1,85E19	RV
27			18	21	99,79	6,7	6,73	1,24E19	RV
28	Kobe	17/1/95	63,6	20,5	34,67	6,9	6.78	1,49E19	SS
			60	16	66,16	6,9	6,88	2,10E19	SS
			60	20	81,59	6,9	7,01	3,23E19	SS

RV = *Reverse* , SS = *Strike-Slip* , Ob = *Obligue Slip*, N = *Normal*
A = *From Catalog*, B = *From Slip Model*
L = *Fault Length*, W = *Fault Width*, D = *Mean Slip*

Dengan menggunakan persamaan 5.18.c) maka (ingat persamaan 5.18.c, Mo dinyatakan dalam Joule atau Nm sehingga bila *seismic moment* Mo di atas harus disesuaikan),

$$M_S = \frac{Log\, M_o + 9{,}7}{3} = \frac{20{,}74 + 2{,}7}{3} = 7{,}81 > 7{,}8$$

$$Log\, E_S = 1{,}5\, M_S + 4{,}8 = 1{,}5(7{,}81) + 4{,}8 = 16{,}52$$

$$E_S = 10^{16{,}52}\ Joule = 10.^{23{,}52}\ dyne.cm$$

$$\Delta\sigma = \frac{2.\mu.E_S}{M_o} = \frac{2.(3.10^{11}).10^{23{,}52}}{5{,}492.10^{27}} \frac{dyne}{cm^2} \frac{dyne.cm}{dyne.cm} = 36176014{,}73 \frac{dyne}{cm^2}$$

$$\Delta\sigma = 36{,}176 \frac{kg}{cm^2} = 36{,}176\ bars.$$

Tampak bahwa hasilnya sangat jauh dari cara yang pertama. Hal ini menunjukkan bahwa beberapa rumus *stress drop* yang diusulkan harus dicermati lagi tentang asumsi-asumsi yang dipakai pada saat menurunkan rumus, sehingga dapat dipilih rumus yang lebih cocok.

5.11 Hubungan antara Intensitas dengan Magnitudo Gempa

Beberapa usaha telah dilakukan agar dapat dihubungkan antara intensitas gempa yang biasanya ditulis dengan I_{MM} dengan magnitudo gempa yang dinyatakan dalam satuan M. Apabila intensitas gempa pada pusat gempa atau intensitas maksimum adalah I_o maka menurut Hu dkk (1996), Gutenberg dan Richter (1956) hubungan antara *epicentral intensity* I_o dan M_L untuk daerah California adalah,

$$M_L = \frac{2}{3} I_o + 1 \qquad (h = 16\ km) \qquad 5.41)$$

Dengan catatan bahwa gempa-gempa yang terjadi di California adalah tipe gempa *Interplate* dengan mekanisme gempa *strike slip*. Sealain itu, persamaan tersebut didasarkan atas *shallow crustral earthquake* atau gempa dangkal dengan kedalaman gempa (*focal depth*) rata-rata 16 km. Walaupun *episentral intensity* Io dipengaruhi oleh kedalaman gempa h, tetapi hubungan di atas masih dapat dipakai pada rentang *focal depth* h antara 10 – 30 km.

Untuk daerah China dan hasil dari Li (1980), hubungan tersebut berturut-turut dapat dinyatakan dalam bentuk,

$$M_L = 0{,}66\, I_o + 0{,}98 \qquad untuk\ h = 15 - 45\ km \qquad 5.42.a)$$

$$M_L = 0{,}58 I_o + 1{,}5 \qquad 5.42.b)$$

Hubungan pada persamaan 5.42) tersebut didasarkan atas 152 data gempa sejak tahun 1900 dengan kedalaman antara 15 - 40 km. Terlihat bahwa hubungan pada pers. 5.34) dari China ternyata sangat dekat dengan pers.5.41.a) yang diperoleh dari daerah California. Juga perlu diketahui bahwa mekanisme gempa-gempa di China mempunyai karakteristik yang hampir sama dengan gempa-gempa di California (*shallow crustal stike slip earthquake*).

Lebih lanjut Hu dkk (1996) mengatakan bahwa apabila pengaruh kedalaman fokus h (km) diperhitungkan maka di China terdapat hubungan,

$$M_L = 0{,}68\, I_o + 1{,}39\, Log\, h - 1{,}4 \qquad 5.43)$$

Menurut Fu dan Liu (1960), juga untuk daerah China diusulkan adanya hubungan,

$$I_o = 1{,}5\, M_L - 3{,}5\, Log\, h + 3{,}0 \qquad 5.44)$$

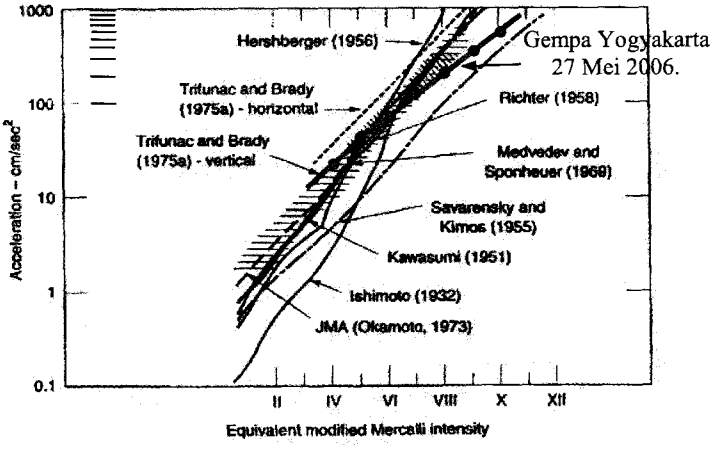
Sedangkan untuk daerah Rusia oleh Schebalin dalam Medvedev (1962), diusulkan,

$$I_o = 1{,}5\, M_L - 1{,}2\, Log\ h + 3{,}0 \qquad 5.45)$$

Hubungan antara I_o dan jarak episenter untuk beberapa negara dinyatakan dalam Gambar 5.14.

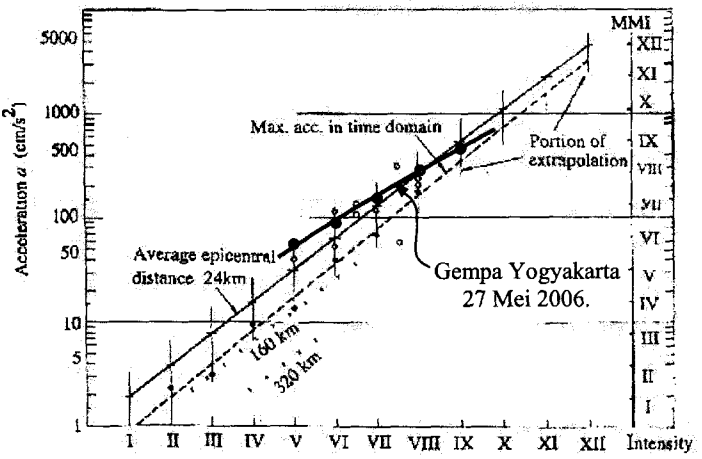
5.12 Hubungan antara Intensitas Gempa dengan Percepatan Tanah

Intensitas gempa salah satunya ditunjukkan oleh tingkat kerusakan bangunan yang terjadi. Kerusakan bangunan dapat saja diakibatkan oleh mutu bangunan yang kurang/tidak baik. Namun demikian untuk bangunan dengan kwalitas standar, kerusakan bangunan umumnya disebabkan oleh gaya gempa. Menurut Hukum Newton, gaya merupakan produk antara massa dengan percepatan. Bangunan yang massanya besar akan berkecenderungan mendapatkan gaya gempa yang besar. 5.27).



Gambar 5.27. Hubungan antara intensitas gempa dan percepatan tanah (Kramer, 1996)

Dilain fihak, gaya gempa juga akan besar apabila percepatan tanah akibat gempa nilainya besar. Dengan demikian antara kerusakan bangunan yang ditunjukkan oleh intensitas gempa dapat dihubungkan dengan percepatan tanah akibat gempa. Telah banyak studi yang dilakukan untuk menghubungkan antara intensitas gempa dengan percepatan tanah akibat gempa, yang salah satu hasilnya adalah seperti pada Gambar 5.28).



Gambar 5.28. Hubungan antara Intensitas dengan Percepatan Tanah (Hu dkk,1996)

Gambar 5.27) menunjukkan hubungan antara intensitas gempa dan percepatan tanah akibat gempa yangmana hubungannya cenderung linier. Hubungan yang relatif variasi tersebut sangat rasional, karena intensitas gempa dipengaruhi oleh banyak hal (kwalitas bangunan, subjektifitas perasaan orang, respon objek). Dilain fihak percepatan tanah dipengaruhi oleh banyak hal mulai dari mekanisme gempa, kondisi geologi, *source site distance* dan *site effects*. Oleh karena itu hubungan antara keduanya juga berbvariasi. Gambar 5.28) menunjukkan adanya pengaruh *source-site distance* ataupun jarak episenter terhadap hubungan antara intensitas gempa dengan percepatan tanah.

Hubungan antara intensitas gempa dengan percepatan tanah pada gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 telah diteliti oleh Wijaya (2009) dan disampaikan oleh Widodo dkk (2011) dalam hubungan,

$$Log\, a_h = 0{,}2208.I_{mm} + 0{,}5446 \qquad 5.46)$$

Hasil hubungan tersebut diplot pada Gambar 5.27) dan Gambar 5.28). Pada gambar tersebut tampak bahwa hasil penelitian masih berada pada rentang hasil-hasil penelitain terdahulu sebelumnya.

5.13 Seismisitas (*Seismisity*)

Menurut Hu dkk.(1996) seismisitas (*seimisity*) adalah suatu diskripsi hubungan antara waktu, ruang, kekuatan dan frekuensi kejadian gempa pada suatu daerah tertentu. Pembahasan tentang seismisitas dapat dipakai untuk mempelajari banyak hal, misalnya tentang kejadian gempa dan implikasinya terhadap bangunan. Definisi yang hampir sama juga disampaikan oleh Wakabayashi (1981). Banyak hambatan yang dihadapi berkenaan dengan frekuensi kejadian gempa khususnya terhadap gempa-gempa yang akan datang.

Sebagai contoh ekspresi tentang seismisitas disuatu daerah misalnya adalah bahwa gempa dengan ukuran M, yang terjadi disuatu daerah tertentu, selama sekian tahun telah terjadi sekian kali. Senada dengan gejala alam yang lain, hubungan antara frekuensi kejadian dan magnitudo gempa mempunyai hubungan yang terbalik. Gempa-gempa yang mempunyai ukuran besar akan mempunyai frekuensi kejadian yang kecil/jarang (jarang terjadi) dan sebaliknya. Hanya saja di setiap daerah mempunyai tingkat keaktifan dan kemungkinan magnitudo gempa yang berbeda-beda, sehingga plot antara frekuensi kejadian lawan magnitudo gempa akan berbeda-beda untuk tempat yang berbeda. Seismisitas dengan ekspresi tersebut di atas dapat dipakai untuk tujuan prediksi kejadian gempa di suatu tempat. Sebelum menginjak pada rumusan yang sifatnya determenistik (kepastian) tentang seismisitas maka akan disajikan dulu usaha-usaha prediksi gempa yang telah dilakukan oleh para peneliti.

5.13.1 Hubungan antara Frekuensi Kejadian dan Magnitudo Gempa

Pada sub-bab di atas telah disampaikan usaha-usaha yang telah dilakukan oleh para ahli geofisika dalam rangka memprediksi kemungkinan terjadinya gempa. Prediksi kejadian gempa tersebut mempunyai tujuan agar korban manusia dapat dihindari. Walaupun telah dilakukan studi secara intensif namun pada kenyataannya masih sulit memprediksi kejadian gempa dalam rentang kemungkinan waktu yang relatif sempit.

Prediksi kejadian gempa secara lebih makro juga dapat didasarkan atas kejadian gempa pada masa-masa yang lalu. Frekuensi dan kejadian gempa sangatlah tidak pasti oleh karena itu usaha prediksi kejadian gempa bumi umumnya dipakai cara statistik dalam bentuk probabilitas. Istilah *hazard analysis* pada suatu wilayah kemudian muncul yang maksudnya adalah kemungkinan/probabilitas suatu parameter gempa (percepatan tanah atau amplitudo spectral) dilampaui pada suatu periode waktu yang dikehendaki. Misalnya percepatan tanah maksimum akibat gempa bumi sebesar 150 cm/dt^2 akan dilampaui dalam periode 50 tahun akan terjadi di

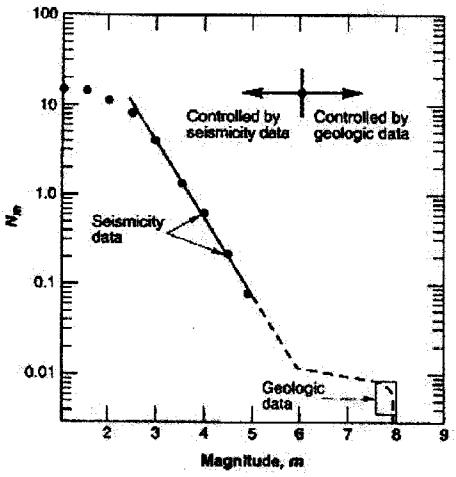
daerah Yogyakarta dengan probabilitas 0.02. Hasil dari *hazard analysis* tersebut selanjutnya akan dipakai untuk standar disain beban-gempa untuk daerah yang bersangkutan.

Dengan mengingat hal tersebut di atas maka *hazard analysis* menjadi sesuatu analisis yang sangat penting. Untuk keperluan analisis tersebut diperlukan data tentang parameter gempa yang salah satunya adalah frekuensi kejadian gempa untuk setiap magnitudo gempa yang pernah terjadi dalam periode tertentu pada daerah tersebut. Oleh karena itu hubungan antara frekuensi dan magnitudo gempa untuk daerah tertentu menjadi sangat penting. Hubungan tersebut umumnya dinyatakan dalam bentuk,

$$Log\ N = a + b\ M \qquad 5.47)$$

dengan N adalah jumlah gempa yang ≥ M pada satuan waktu tertentu, a dan b adalah suatu koefisien yang dicari dan M adalah magnitudo gempa.

Apabila diperhatikan maka pers, 5.47) adalah persamaan garis-lurus. Contoh secara grafis hubungan antara frekuensi kejadian gempa N denga magnitudo gempa M adalah seperti pada Gambar 5.29). Suatu contoh data yang menyatakan frekuensi kejadian gempa N pada setiap magnitudo gempa M pada jangka waktu 100 tahun untuk daerah California dan untuk jangka 1897 - 1984 untuk daerah Jawa dan Sumatera adalah seperti pada Tabel 5.10 dan Tabel 5.11.



Gambar 5.29 Hubungan antara N dengan M

Tabel 5.10 M dan N di California

No	M	Frek.N	Ket.
1.	4.0	8650	
2.	4.5	3340	
3.	5.0	796	
4.	5.5	351	
5.	6.0	122	
6.	6.5	45	
7.	7.0	18.5	
8.	7.5	5.5	
9.	8.0	1.5	
10.	8.5	0.5	

Tabel 5.11 M dan N di Sumatera dan Jawa

No.	M	Frek. N	Ket.
1.	4 < M < 4.5	124 (?)	
2.	4.5 < M < 5	343 (?)	
3.	5 < M < 5.5	419	
4.	5.5 < M < 6	115	
5.	6 < M < 6.5	86	
6.	6.5 < M < 7	37	
7.	7 < M < 7.5	18	
8.	7.5 < M < 8	8	
9.	8 < M < 8.5	2	

Data seperti tersebut dalam Tabel 5.10 dan Tabel 5.11) kemudian akan diplot menurut fungsi seperti pada pers. 5.47). Persamaan 5.47) adalah fungsi linear atau fungsi lurus. Untuk tujuan ploting data maka cara yang umum dipakai adalah dengan menggunakan regresi (*fitting*). Apabila nilai log N pada pers. 5.47) sama dengan y atau log N = y, maka untuk i = 1, 2, 3 .... n, secara umum persamaan 5.47) akan menjadi,

$$Y_i = a + b\,M_i \qquad 5.48)$$

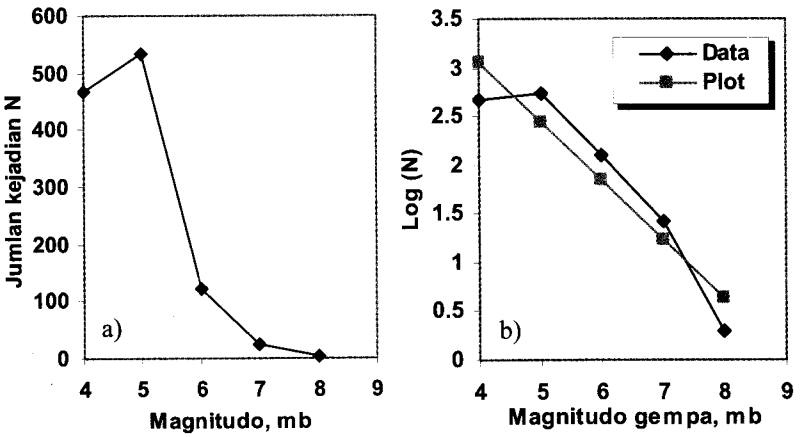
Dengan cara *least square method* maka nilai a dan b dapat dicari melalui persamaan,

$$\begin{bmatrix} n & \sum M_i \\ \sum M_i & \sum M_i^2 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a \\ b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \sum Y_i \\ \sum M_i Y_i \end{Bmatrix} \qquad 5.49)$$

Pers.5.49) adalah 2-persamaan dengan dua bilangan tidak diketahui. Dengan menggunakan cara eliminasi aljabar maka nilai-nilai a dan b dapat diperoleh. Berikut ini adalah contoh hitungan penggunaan persamaan tersebut. Pada Tabel 5.12) nilai-nilai M_i dan N_i diketahui sedangkan nilai-nilai yang lain dihitung.

Tabel 5.12 Hitungan untuk mencari nilai a dan

i	M_i	Ni	$Y_i = \log N_i$	M_i^2	$M_i Y_i$	Ket.
1.	4	467	2,6693	16	10,6772	
2.	5	534	2,7275	25	13,6377	
3.	6	123	2,0899	36	12,5394	
4.	7	26	1.4149	49	9,9048	
5.	8	2	0.3010	64	2.4080	
n = 5	30		9,2027	190	49,1675	



Gambar 5.30. Plot antara magnitudi gempa M lawan log N

Dengan memperhatikan pers. 5.49) dan hitungan pada Tabel 5.12) maka akan diperoleh persamaan,

$$\begin{bmatrix} 5 & 30 \\ 30 & 190 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} a \\ b \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 9{,}2027 \\ 49{,}1675 \end{Bmatrix}$$

Dengan menggunakan penyelesaian secara manual maka akhirnya diperoleh nilai a = 5,4700 dan b = - 0,6049, sehingga hubungan antara frekuensi kejadian gempa ddan magnitudo gempa dinyatakan dalam bentuk,

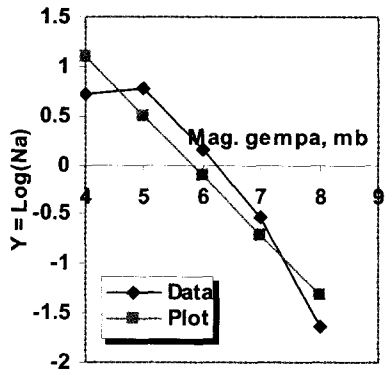
$$Log\ N = 5{,}47 - 0{,}6049\ M$$

Hubungan seperti di atas dapat digambar, yang hasil akhirnya akan mirip dengan Gambar 5.30). Data asli hubungan antara magnitudo gempa m_b, lawan kejadian gempa N tidaklah linier sebagaimana yang tampak pada Gambar 5.30.a). Namun demikian setelah dipakai Log N barulah menjadi hubungan yang relatif linier. Nilai b akan sangat diperlukan pada penentuan analisis percepatan tanah akibat gempa, yang misalnya dengan memakai *Line Source Method.*

5.13.2 Kejadian Gempa Tahunan (*Annual Rate of Occurrence*)

Data seperti yang disajikan pada Tabel 5.11) adalah data kejadian gempa selama 88 tahun yaitu mulai 1897 – 1984. Pada umumnya dikehendaki data kejadian gempa tahunan (*annual rate of occurrence*) sehingga jumlah kejadian gempa menurut Tabel 5.11) perlu dibagi dengan 88 agar menjadi gempa tahunan.

Setelah data tersebut di regresi dengan cara yang sama dengan cara sebelumnya, maka akhirnya diperoleh nilai b = -0,6049 dan nilai a = 3,5255. Plot antara magnitudo gempa dan nili logaritma kejadian gempa adalah seperti yang disajikan pada Gambar 5.31).



Gambar 5.31. Magnitugo gempa vs. Ln (Na)

Karena data yang dipakai adalah sama, maka nilai b dari kedua regresi tersebut tentunya juga sama.

5.14 Level Intensitas/Besaran Gempa

Didalam rekayasa kegempaan terdapat beberapa istilah level intensitas/besaran gempa yang dipakai dalam *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA), *Deterministic Seismic Hazard Analysis* (DSHA) sampai pada ekivalen level beban gempa untuk keperluan disain. Istilah-istilah yang dimaksud adalah sebagai berikut ini.

- *Maximum Credible Earthquake* (MCE) adalah gempa terbesar yang dapat terjadi akibat sumber gempa *faults* ataupun subdaksi yang telah diketahui berdasarkan bukti-bukti

seismologi dan gelogi yang tersedia. *Maximum Credible Earthquake* ini pada umumnya dipakai untuk keperluan disain fasilitas-fasilitas kritis yang sangat penting.

2. *Maximum Design Earthquake* (MDE) adalah magnitudo gempa maksimum atau ekivalen level percepatan tanah yang dipakai untuk disain ataupun mengevaluasi struktur bangunan. *Maximum Design Earthquake* tersebut dipakai untuk maksud kinerja struktur-biasa (*ordinary structures*) maksimum mencapai *moderate damage* artinya bangunan boleh rusak tetapi masih ekonomis untuk diperbaiki.
3. *Maximum Considered Earthquake* adalah level percepatan tanah akibat gempa yang dipakai dalam Code misalnya percepatan tanah untuk probabilitas terlampaui sebesar 10 % dalam 50 tahun.

Bab VI
Karakteristik Teknik Gerakan Tanah

6.1 Pendahuluan

Pada umumnya, pengertian gerakan tanah akibat gempa lebih banyak ditujukan pada percepatan tanah, sekaligus menjadi parameter utama. Gerakan tanah dengan makna seperti itu dimaksudkan sebagai terjemahan atas istilah *ground motions* yaitu suatu istilah yang populer dalam teknik gempa. Istilah tersebut kadang-kadang juga disebut *strong motions* untuk lebih menekankan pada percepatan tanah akibat gempa daripada respons-respons tanah yang lain. Selain percepatan tanah (*ground acceleration*), maka kecepatan gerakan (*ground velocity*) dan simpangan tanah (*ground displacement*) sangat umum dipakai sebagai sebutan tentang *ground motions*. Uang dan Bertero (1988) mengatakan bahwa 3-problema klasik pada penyediaan bangunan tahan gempa adalah : 1) penentuan input gempa (*ground motions*); 2) penentuan kebutuhan kekuatan *(strength demand*) dan 3) pemenuhan kekuatan (*provided strength*). Membahas *ground motion parameters* akan berkaitan dengan pemahaman karakter gempa itu sendiri dan hubungannnya dengan akibat kerusakan yang ditimbulkannya. Oleh karena itu pembahasan *ground motion parameters* menjadi suatu hal yang penting, karena terkait secara langsung dengan usaha penyediaan bangunan tahan gempa.

Werner (1976) mengatakan bahwa representasi terbaik atas gerakan tanah akibat gempa adalah riwayat percepatan tanah (*ground acceleration time history*). Percepatan tanah akibat gempa direkam secara lengkap menurut fungsi waktu artinya direkam selama terjadinya gerakan tanah. Berdasar pada riwayat percepatan tanah (dari *accelerograph*) dan kecepatan tanah (*seismograph*) maka timbul banyak konsep tentang parameter yang dimaksud. Parameter gerakan tanah berkembang mulai dari parameter yang sederhana sampai parameter yang cukup rumit. Perkembangan tersebut merupakan suatu proses yang normal sebagai suatu usaha untuk memperbaiki daya guna parameter yang diajukan. Parameter gerakan tanah ini dibahas utamanya adalah untuk mengetahui karakter-karakter gempa sekaligus efeknya terhadap bangunan. Efek gempa terhadap bangunan dapat dilihat dari kerusakan yang terjadi. Selanjutnya juga perlu diketahui level/tingkat kerusakan dan kriteria/indikator apa yang dipakai untuk menyatakan tingkat kerusakan struktur

Dilain fihak, membahas karakter-karakter gempa dan efeknya terhadap bangunan akan melibatkan banyak parameter terutama adalah mekanisme kejadian gempa (*source mechanism*), kondisi tanah/batuan/geologi saat gelombang gempa merambat dari sumber ke *base rock (source-site transmission*) dan kondisi tanah setempat (*soil site-condition*). *Source mecahnism* dan *source-site transmission* telah dibahas secara khusus pada bab-bab sebelumnya. Tetapi bahasan spesifik tentang hubungannya dengan *ground motions* masih perlu dipertajam. Secara lebih spesifik karakter gempa tersebut masih dipengaruhi oleh tempat dimana gempa tersebut direkam, apakah di tanah bebas (*free-field*), dibawah bangunan (*foundation level*) ataupun di batuan keras (*base rock*). Hasil rekaman gempa

juga sangat dipengaruhi oleh lokasi geografi dimana respon tanah direkam, maksudnya apakah termasuk direkam pada jarak dekat (*near-field*) atau jarak jauh (*far-field*).

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada bab ini masih berada pada *general earthquake basis* yang akan memberikan pengetahuan dasar tentang kegempaan khususnya karakteristik teknik gerakan tanah.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis	√	1.Building Configuration	
2.Seismic Sources		2.Response Spectrum	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.ERD Philosophy	
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects		5.Earthquake Induced Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (*Liquefaction*)	

Apabila hal-hal tersebut di atas diperhatikan maka akan terdapat dua kelompok besar yang perlu dibahas. Dua kelompok bahasan tersebut adalah : 1) pengelompokan *damage potential* suatu gempa didasarkan atas karakter-karakter gerakan tanah 2) kriteria/indikator2 yang dipakai untuk menjustifikasi kerusakan struktur. Agar pembahasan lebih terfokus maka kedua hal tersebut akan dibahas satu persatu. Akhir-akhir ini, dua-hal yang disebut terakhir itu ternyata memegang peranan penting terhadap penyediaan bangunan tahan gempa. Oleh karena itu keduanya perlu dibahas secara rinci.

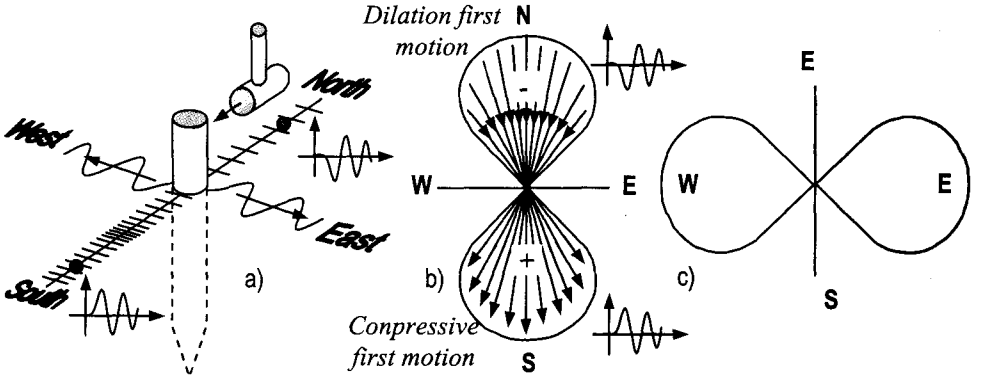
6.2 Karakter Rekaman Gempa di *Near-field*

Sebelum membahas kedua kelompok bahasan seperti di sebut di atas, maka perlu diketahui terlebih dulu tentang karakter gempa yang ditinjau dari letaknya terhadap episenter. Maksudnya adalah gempa-gempa yang dekat dengan episenter *(near-field* atau *near fault earthquake*) dan gempa-gempa yang jauh dari episenter (*far-field earthquake*). Pada kenyatannya tidak ada kriteria yang sangat jelas tentang batas antara gempa-gempa *near-field* dan *far-field*.

Sekarang ini alat pencatat gempa sudah dipasang dibanyak tempat dan saling membuat-jaring-jaring. Penempatan alat pencatat gempa tentu saja memperhitungkan aktivitas kegempaan di daerah tersebut. Oleh karena itu sangat mungkin suatu pencatat gempa berada dekat sekali dengan episenter suatu gempa. Pada kondisi tersebut respon tanah akibat gempa dicatat pada jarak yang sangat dekat dengat pusat gempa. Kondisi dimana suatu respon tanah akibat gempa direkam pada jarak yang dekat tersebut umumnya disebut sebagai *near-field earthquake*. Berapa batasan jarak *near-field earthquake* tidaklah

dapat ditentukan secara pasti, namun beberapa peneliti mengindikasikan hanya beberapa sampai belasan kilometer saja.

Kalkan et al. (2004) memberikan batasan bahwa rekaman gempa *near-fault* adalah gempa yang direkam ≤ 15 km dari patahan (*fault rupture*). Stewart et el. (2001) membuat definisi bahwa gempa *near fault* umumnya adalah gempa-gempa antara 20 – 60 km dari pusat gempa/*fault rupture*. Wang et al. (2006) memaknai *near fault earthquake* adalah gempa-gempa yang direkam pada jarak ≤ 90 km. Martinez-Pereira dan Bommer (1998) dalam Maniatakis dkk (2008) mengatakan bahwa *near fault* dimaknai sebagai suatu daerah dari pusat gempa sampai daerah yang intensitas gempa $I_{MM} \geq$ VIII. Untuk daerah yang intensitas I_{MM} < VIII maka gempa *near fault* kurang memberikan efek yang siknifikan. Di kedua lokasi gempa tersebut mempunyai karakter yang sangat berbeda.

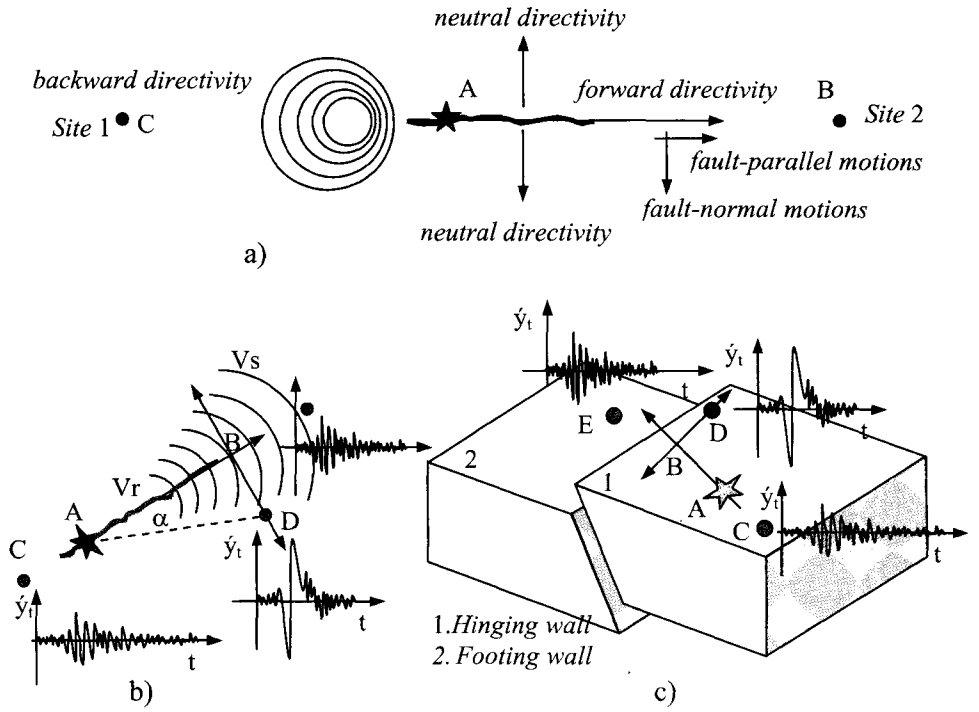


Gambar 6.1 Rambatan gelombang P,dan S (Google)

Untuk dapat membayangkan rambatan gelombang-P dan gelombang-S maka Google menyajikan ilustrasi seperti yang tampak pada Gambar 6.1.a). Pada gambar tersebut suatu patok dipukul kearah selatan. Maka gelobang-P segera merambat kearah selatan dengan catatan bahwa dari patok ke arah selatan akan mengalami desakan (*compressive*) dan dari arah utara ke patok akan mengalami tarikan/peregangan (Gambar 6.1.b). Para ahli menyatakan bahwa pada pada bagian desak, gerakan tanah pertama (*arrival motion*) akan terekam keatas sedangkan pada bagian tarik (*dilation*) gerakan tanah pertama akan terekam kebawah, sebagaimana tampak pada Gambar 6.1.a) dan Gambar 6.1.b). Gelombang-S dilain fihak akan merambat arah timur dan barat yaitu arah yang tegak lurus arah pukulan/gerakan (Gambar 6.1.c). Oleh para ahli bagian desak diberi tanda positif (+) sementara bagian tarik deberi tanda negatif (-). Besarnya pengaruh gelombang geser pada arah tegak lurus dengan arah gerak patahan (*rupture direction*) juga dibahas didalam *directivity effects* sebagaimana tampak pada Gambar 6.2).

Stewart et el.(2001) mengatakan bahwa gerakan tanah (*ground motions*) akibat gempa-gempa *near fault* utamanya akan dipengaruhi 3 hal pokok yaitu : 1) mekanisme gempa (gempa titik, gempa garis/ *fault*); 2) arah rambatan patahan (*rupture direction*) retaltif terhadap *site*/pencatat dan 3) kemungkinan terjadinya *permanent displacement* akibat patahan. Hal-hal tersebut selanjutnya dikenal oleh pemerhati gempa sebagai "*rupture directivity*" dan "*fling step*". Sementara itu Somerville et al.(1997) menyebutnya sebagai

"*rupture directivity efects*", karena gempa-gempa *near fault* akan mengakibatkan variasi secara spasial terhadap gerakan tanah disekitar *fault* tersebut.



Gambar 6.2 Definisi dan karakter gempa *near-fault.*

Apabila arah rambatan *fault rupture* dari A ke titik B sebagaimana tampak pada Gambar 6.2), maka arah tersebut umumnya disebut *forward directivity*. Sementara itu pada arah yang dijauhi oleh *rupture direction* yaitu arah A-C umumnya disebut *backward directivity* dan arah yang tegak lurus patahan disebut *neutral directivity*. Kemudian juga dipakai istilah *fault-parallel motions* dan *fault-normal motions* seperti yang tampak pada gambar. Selanjutnya juga disampaikan bahwa *directivity rupture effects* akan terjadi secara siknifikan apabila kecepatan retak *fault* (Vr) relatif dekat dengan kecepatan gelombang geser (Vs) dan sudut α yang semakin kecil.(Gambar 6.1.b).

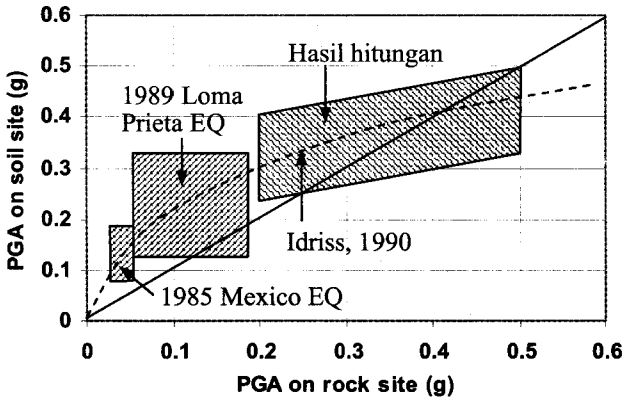
Somerville et al.(1997) dan Stewart et al. (2001) mengatakan bahwa umumnya terdapat 1-2 hentakan kecepatan tanah (*strong pulse velocity*) pada arah *fault-normal direction* (B-D) di daerah *forward directivity* dan hal ini tidak terjadi pada arah *fault-parallel.* Hal tersebut seperti yang tampak pada Gambar 6.2.b) untuk *strike-slip* dan Gambar 6.2.c) untuk *dip-slip*. Namun demikian percepatan tanah pada *fault-parallel direction* di *forward directivity* tetap lebih besar daripada arah *fault-normal*. Dengan mengacu pada konsep A/V ratio (Tso et el., 1992) maka dapat dikatakan bahwa percepatan tanah pada *fault-normal direction* mempunyai kandungan frekuensi yang lebih rendah daripada arah *fault-parallel*. Sementara itu rekaman gempa pada *backward directivity* mempunyai amplitudo yang jauh lebih kecil tetapi mempunyai durasi yang lebih panjang. Hal itu semua diilustrasikan pada Gambar 6.2.b) dan Gambar 6.2.c).

Iwan dan Toki (1998) mengatakan bahwa telah banyak terjadi *near-field earthquake* yang mengakibatkan kerusakan bangunan yang hebat. Beberapa contoh gempa *near-field* tersebut adalah gempa Northridge (1994), gempa Kobe (1995), gempa Taiwan (1999) dan gempa Izmit (1999). Pada kenyataannya gempa-gempa tersebut telah mengakibatkan kerusakan yang sangat besar. Rekaman-rekaman gempa tersebut kemudian dibandingkan dengan *database* rekaman gempa yang sudah ada dan ternyata suatu hal dapat digenerasisasikan. Hasil identifikasi para ilmuwan terutama selama 15-tahun terakhir menunjukkan bahwa karakteristik gempa *near-field* memang berbeda dengan gempa-gempa *far-field*. Perbedaan-perbedaan karakteristik tersebut diantaranya adalah sebagai berikut ini.

6.3 Efek Jenis Tanah Terhadap *Peak Ground Acceleration (PGA)*

Sudah diperhatikan oleh para peneliti bahwa kondisi atau jenis tanah telah berpengaruh terhadap percepatan tanah akibat gempa. Selain jenis maka jarak situs/*site* terhadap sumber gempa juga telah berpengaruh baik terhadap kandungan frekuensi, respons tanah, disipasi energi dan durasi efektif getaran gempa. Hasil penelitian tentang pengaruh hal-hal tersebut terhadap *peak ground acceleration* adalah seperti yang disajikan pada Gambar 6.3).

Tampak pada gambar tersebut bahwa gempa yang direkam di tanah lunak mempunyai percepatan tanah maksimum yang lebih besar daripada yang direkam di tanah keras untuk nilai PGA < 0,40 g. Hasil tersebut telah dibuktikan khususnya pada rekaman-rekaman gempa Mexico 1985 maupun gempa Loma Prieta, 1989. Untuk PGA > 0,40 g hasil-hasil yang sebaliknya telah terjadi. Akan dibahas mendatang bahwa gempa pada jarak episenter yang lebih dekat akan mempunyai durasi efektif yang lebih pendek. Terhadap hal-hal tersebut perlu dicari alasan mengapa hal tersebut telah terjadi.



Gambar 6.3 Hubungan antara PGA di tanah keras dan tanah lunak (Kramer,1996)

Terhadap hal-hal seperti yang telah disampiakan di atas maka dapatlah dijelaskan sebagai berikut :

1. Pada PGA yang tinggi, maka hal tersebut berasosiasi dengan gempa jarak dekat yang-mana batuan akan bergetar dengan kandungan frekuensi tinggi. Pada kondisi tersebut tanah lunak tidak dapat bergetar dengan frekuensi tinggi, hanya tanah keraslah yang dapat bergetar dengan fekuensi tinggi, oleh karenanya PGA tanah keras lebih besar daripada tanah lunak. Konsekuensi yang lain adalah bahwa pada PGA yang tinggi respons tanah dapat mencapai inelastik sehingga redaman material menjadi relatif

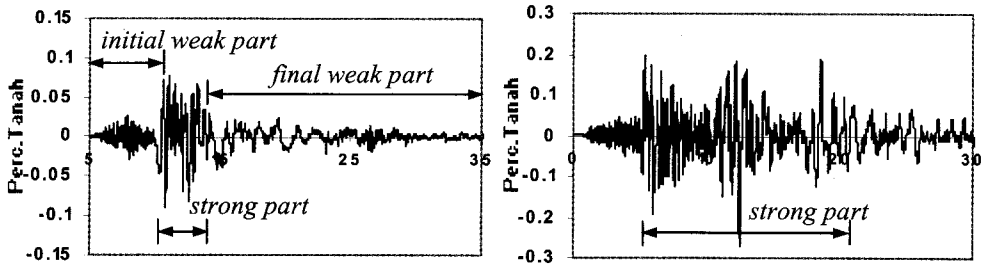
tinggi. Akibat yang timbul adalah percepatan di permukaan tanah tidak dapat menjadi sangat besar, sehingga amplifikasi yang terjadi relatif kecil.

2. Pada PGA yang kecil maka hal tesebut berasosiasi dengan gempa jarak jauh atau memang gempanya relatif kecil. Gempa jarak jauh cenderung mempunyai kandungan frekuensi rendah, sedangkan tanah lunak juga bergetar dengan frekuensi rendah, tanah keras tidak dapat bergetar dengan frekuensi rendah. Oleh karena itu pada kondisi tersebut percepatan di tanah lunak lebih besar daripada percepatan di tanah keras. Kebalikan dari kondisi sebaliknya, karena percepatan tanah relatif kecil maka respons tanah masih bersifat elastik, akibatnya redaman material tanah masih relatif kecil. Sebagai konsekuensinya adalah percepatan dipermukaan tanah relatif jauh lebih besar daripada percepatan di *base rock*, sehingga amplifikasi menjadi relatif besar.

6.4 Karakter Umum Rekaman Percepatan Tanah akibat Gempa

Khususnya untuk keperluan teknik, percepatan tanah akibat gempa merupakan data yang sangat penting. Karakter yang dimaksud dikelompokkan dalam 6 hal utama yaitu : 1) karakter yang didasarkan atas nilai-nilai maksimum (percepatan, kecepatan, simpangan); 2) karakter yang ditentukan berdasarkan durasi gempa (durasi total, dutasi efektif); 3) karakter yang ditentukan berdasarkan respons spektrum; 4) karakter yang ditentukan berdasarkan kandungan frekuensi; 5) karakter yang ditentukan berdasarkan energi gempa dan 6) karakter yang ditentukan berdasarkan daya-rusak (*damage potential*).

Gambar 6.4.a) dan 6.4.b) adalah suatu contoh rekaman percepatan tanah akibat gempa. Secara umum riwayat percepatan tersebut dapat dibagi menjadi 3-tahapan yaitu : 1) tahap *initial weak part*; 2) tahap *strong part* dan 3) rahap *final weak part.* Suatu hal yang menjadi perhatian adalah tahap ke-2 yaitu tahap *strong part.* Tahap *strong part* ini ada yang relatif singkat durasinya, namun ada juga yang relatif panjang sebagaimana yang tampak pada Gambar 6.4.b). Durasi tahap *strong part* ini diantaranya dipengaruhi oleh mekanisme kejadian gempa (gempa subdaksi, *strike slip, dip slip*), magnitude gempa, jarak episenter dan orientasi *site* terhadap patahan.



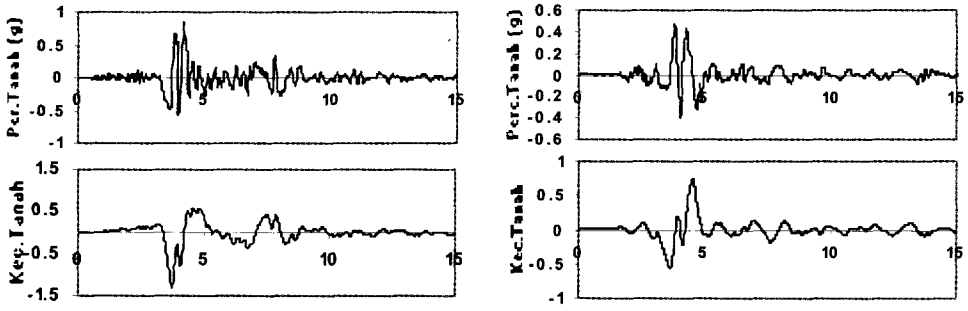
a) Rekaman Gempa Taiwan 1999 b) Rekaman gempa El Centro, 1979

Gamba6 6.4. Bagian-bagian penting rekaman gempa

6.4.1 *Number of Vibration Pulse (Vibration Cycles)*

Iwan dan Toki (1998), Sigh (1999) mengatakan bahwa percepatan tanah gempa *near-field* yang tegak lurus *fault* umumnya hanya mempunyai 1-2 kali siklus getaran kuat (*strong-vibration cycles/pulse*). Hanya terjadinya 1-2 kali siklus getaran kuat tersebut disebabkan oleh adanya kecepatan rambat patah Vr (*fault rupture velocity*) yang relatif dekat dengan kecepatan gelombang geser Vs. Contoh gempa *near-field* yang sifatnya

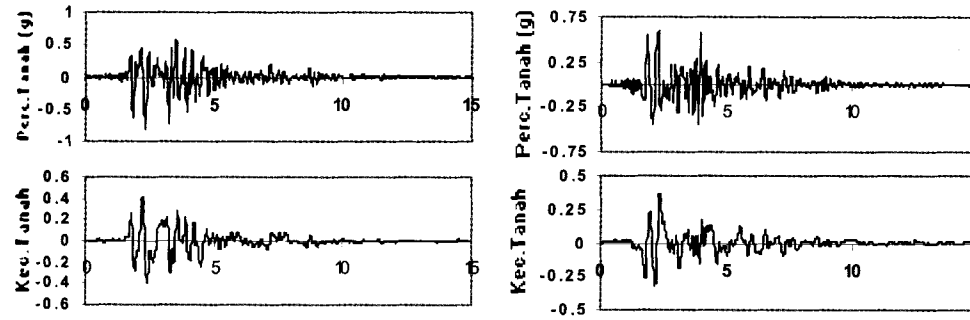
seperti itu adalah rekaman gempa Northridge (1994) dan gempa Parkfield (1977) sebagaimana yang tampak pada Gambar 6.5).



Gambar 6.5 Rekaman gempa Northridge (1994) dan Parkfield (1977)

Pada gambar tersebut tampak jelas bahwa hanya terdapat 2-kali *acceleration strong pulse* yang sangat berbeda dengan sebelum dan sesudahnya. Hal senada juga tampak pada kecepatan tanah seperti pada gambar yang sama. Lebih lanjut Iwan dan Toki (1998) mengatakan bahwa dislokasi-geser pada *fault* telah mengakibatkan getaran kuat (*strong pulse*) pada arah tegak lurus *fault* justru lebih besar daripada arah sejajar *fault*. Hal ini sangat tampak jelas pada rekaman gempa Kobe (1995) seperti yang tampak pada Gambar 6.5).

Gempa Kobe (1995) juga termasuk dalam kategori gempa *near-field*, yang salah satu karakternya seperti disebut sebelumnya. Gambar 6.6) kiri menunjukkan bahwa pada gempa Kobe (1995) juga hanya terdapat beberapa *strong-pulse* sebagaimana disebut sebelumnya, hanya saja jumlah dan variasi setelahnya tidak ekstrim seperti pada gempa Northridge (1994).



Gambar 6.6. Rekaman Gempa Kobe (1995) : a) percepatan, b) kecepatan

Gambar 6.5) sebelah kanan adalah kecepatan tanah akibat gempa yang juga terdapat beberapa kali *strong-pulse*. Pada Gambar 6.6) juga tampak bahwa percepatan dan kecepatan tanah pada arah tegak lurus *fault* justru lebih besar daripada arah memanjang sejajar *fault*. Namun demikian sudah disampaikan beberapa kali bahwa kerusakan gempa Kobe (1995) terjadi secara memanjang sejajar dengan rambatan patahan. Telah disampaikan didalam bab sebelumnya bahwa walaupun percepatan tanah pada arah tegak

lurus *fault* lebih besar daripada arah sejajar *fault*, tetapi pada arah tegak lurus *fault* percepatan tanah beratenuasi jauh lebih cepat daripada arah sejajar *fault*. Hal inilah salah satunya yang mengakibatkan kerusakan arah sejajar *fault* tetap lebih besar daripada tegak lurus *fault* (walaupun percepatan tanah maksimumnya lebih kecil). Kerusakan gempa yang relatif sempit tetapi memanjang sepanjang *fault* sebagaimana terjadi pada gempa Kobe (1995) selain karena hal tersebut di atas juga karena adanya *basin effects*.

Basin effect adalah adanya energi gempa yang terperangkap (*energy trapped*) didalam suatu lapisan tanah karena membesarnya sudut pantul gelombang energi gempa. Sudut pantul ini membesar karena adanya pengaruh *edge-basin*, yaitu lapisan yang dahulunya relatif tipis kemudian menjadi tebal. Pada kondisi tersebut akan terjadi perubahan sudut rambat/sudut pantul/sudut bias gelombang energi gempa. *Energy trapped* itulah yang akan mengakibatkan kerusakan bangunan pada luasan yang relatif sempit tetapi memanjang. Fenomena-fenomena tersebut tampaknya sangat menarik untuk diteliti lebih lanjut. Para peneliti berpendapat bahwa respon struktur akibat gempa 1-2 kali *strong pulse* tersebut akan berbeda dengan respon struktur akibat banyak kali *vibration pulse*.

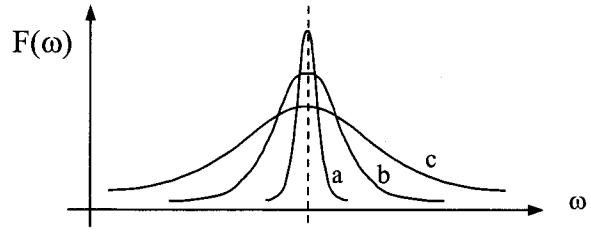
6.4.2 *Earthquake Duration*

Earthquake duration adalah istilah umum tentang durasi gempa. Secara teoritik gempa yang mempunyai durasi yang lama akan mengakibatkan kerusakan yang lebih besar. Namun pada kenyataannya tidaklah selalu demikian, masih banyak hal-hal yang akan mempengaruhi daya-rusak suatu gempa selain durasi gempa. Para ahli telah sepakat bahwa durasi gempa tidak semata-mata durasi mulai awal rekaman sampai pada akhir rekaman, namun dibedakan antara durasi total t_t dengan durasi efektif, t_e. Banyak konsepsi-konsepsi yang dapat dipakai untuk menentukan durasi efektif sebagaimana disebut sebelumnya, misalnya Bolt Method (1975), Trifunac and Bradi Method (1975), McCannan and Shah Method (1979).

Oleh karena hanya adanya 1-2 *strong vibration pulse* sebagaimana disebut sebelumnya, maka durasi efektif gempa *near-field* umumnya sangat pendek. Sebagai contoh, Zahrah dan Hall (1998) membandingkan durasi efektif antara gempa El Centro (1940) dan gempa Parkfield (1977). Gempa El Centro mempunyai durasi efektif $t_e = 24{,}76$ detik sedangkan gempa Parkfield (1977) hanya mempunyai durasi efektif $t_e = 6{,}7$ detik, walaupun percepatan maksimum gempa Parkfield (0,489 g) jauh lebih besar daripada gempa El Centro (0,348 g). Selanjutnya juga disampaikan bahwa hal tersebut (durasi efektif, t_e) akan sangat berpengaruh terhadap respon struktur. Lebih lanjut Iwan dan Toki (1998) mengatakan bahwa fenomena *strong-pulse* dan *short duration* tersebut dipengaruhi oleh hubungan geometri antara bidang patahan (ukuran, bentuk), kecepatan patah (*rupture velocity*), *slip heterogeniety* dan sebagainya.

6.4.3 *Period , Frequency Band Width* dan Efek Gempa

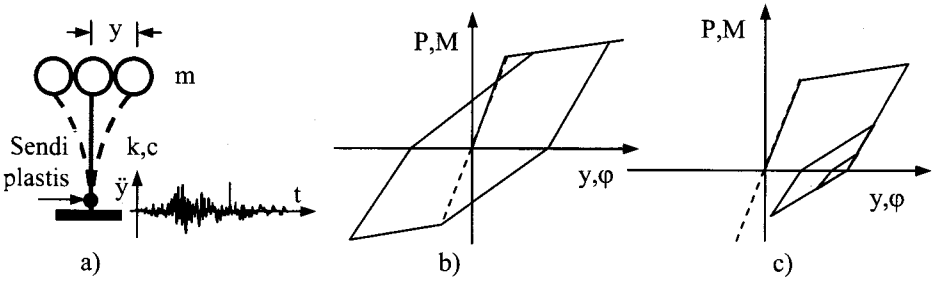
Tampak jelas pada Gambar 6.5) bahwa gempa-gempa *near-field* ada yang hanya memiliki 1-2 *strong vibration pulse* dengan periode getar T yang relatif besar. Dengan kenyataan seperti itu, maka bangunan-bangunan yang relatif fleksibel (T relatif besar) akan sensitif terhadap gempa dengan karakter tersebut (*near-field earthquake*). Mengapa demikian karena kedekatan antara periode getar/frekuensi gempa dengan periode getar/frekuensi getar struktur akan menuju pada peristiwa resonansi. Semakin dekat periode getar antar keduanya maka peristiwa resonansi tidak dapat dihindarkan. Kerusakan struktur yang hebat akan terjadi pada saat resonansi.



Gambar 6.7 *Frequency Content* : a) *Narrow,* b) *Medium*, c) *Wide Band-width*

Selain daripada hal di atas, gempa *near-field* juga memiliki rentang frekuensi getar yang relatif sempit dibanding dengan gempa *far-field.* Perlu diingat kembali bahwa pada beban dinamik yang bersifat sinusiodal seperti getaran mesin, maka getaran tersebut hanya akan memiliki 1-periode getar atau 1-frekuensi. Sebaliknya getaran gempa yang besifat sangat random, maka didalamnya terdapat sekumpulan frekuensi yang secara bersama-sama akan membentuk getaran non periodik-non harmonik. Getaran seperti itu akan mempunyai rentang kandungan frekuensi yang lebar (*wide frequency band width*), sebagaimana tampak pada kurva-c pada Gambar 6.7). Gempa *near-field* hanya memuliki 1-2 *strong vibration pulse* dan setelah itu bergetar seperti biasanya. Dengan demikian gempa *near field* cenderung akan mempunyai rentang frekuensi sempit sampai sedang (kurva-a atau kurva-b).

Karena gempa *near field* mempunyai durasi efektif t_e yang relatif pendek, maka hal tersebut bermakna bahwa energi gempa akan terkonsentrasi pada waktu yang relatif pendek disekitar *strong-vibration pulse.* Apabila gempa tersebut mempunyai magnitudo yang besar maka energi yang besar itu akan terkonsentrasi pada waktu yang relatif singkat. Efek yang ditimbulkannya adalah bahwa respon struktur tidak akan berlangsung secara perangsur-angsur tetapi terjadi secara mendadak dan terjadi pada durasi yang singkat. Mengingat siklus getaran yang kuat terjadi secara sempurna (menghentak kekiri dan kekanan secara sempurna) maka *hyteretic loops* yang terjadi juga tidak dapat terjadi secara sempurna dan hanya mengalami sedikit sekali *looping-looping* kecil yang berulang kali.



Gambar 6.8. *Hysteretic Loop* , a) *Looping* sempurna, b) *Looping* tak sempurna

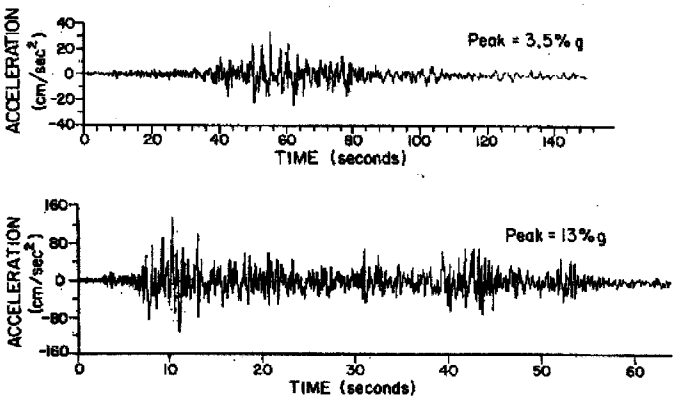
Pada Gambar 6.8) suatu struktur dibebani oleh beban bolak-balik (ganti-ganti arah). Hubungan antara beban dan simpangan (atau momen dan kelengkungan) di ujung bawah kolom (sendi-plastik) untuk respon inelastik umumnya disebut *hysteretic loops*. Apabila *strong vibration pulse* bersifat sempurna sebagaimana gempa *near-field*, maka histertik yang terjadi besifat teratur sempurna sebagaimana tampak pada Gambar 6.8.b). Namun

demikian apabila bebannya berupa random dan belum tentu membentuk getaran sempurna, maka histeretik yang terjadi dapat seperti Gambar 6.8.c). Perbedaan perilaku histertik tersebut akan berpengaruh terhadap akumulasi penyerapan energi di daerah sendi plastik. Hal tersebut seterusnya akan berpengaruh terhadap respon struktur. Singkatnya, tipe rekaman gempa (*near filed* dan *far field*) yang berbeda akan mengakibatkan respon struktur yang berbeda pula.

Hal yang senada dengan tersebut di atas sebenarnya telah diidentifikasi sejak lama, yaitu sejak Newmark (1975,1976) dan Newmark dan Hall (1978) dalam Tso dkk (1992). Menurutnya sifat-sifat gempa *near-field* adalah gempa yang mempunyai durasi yang singkat, impulsif dan mempunyai frekuensi tinggi. Sedangkan Bertero dkk (1976, 1978), Mahin dan Bertero (1981) mengidentifikasi hanya adaya 1-2 *strong vibration pulse* dengan periode T yang rendah. Belakangan baru diketahui bahwa rekaman *gempa near-field* yang hanya mempunyai 1-2 *strong vibration pulse* adalah rekaman yang tegak lurus terhadap *fault.* Disamping itu akhir-akhir ini juga baru disadari bahwa percepatan tanah beratenuasi lebih cepat daripada kecepatan tanah. Implikasinya adalah bahwa rasio antara percepatan tanah (A) dengan kecepatan tanah (V) atau A/V ratio akan berubah-ubah menurut jarak episenter. Pada jarak dekat (*near field*) A/V ratio akan relatif tinggi dan pada jarak jauh (*far field*) A/V rasio akan relatif rendah.

6.5 Karakter Rekaman Gempa di *Far –field*

Rekaman gempa di *far-field* pada prinsipnya berlawanan dengan gempa *di near field.* Perbedaan karakter-karakternya dikategorisasikan seperti di atas. Apabila energi gempa telah merambat pada jarak yang jauh (*far-field*), maka terdapat waktu yang cukup bagi media tanah untuk menyerap sebagian eneri gempa. Semakin jauh gelombang merambat, maka semakin besar energi gelombang gempa yang telah diserap oleh media tanah. Hal seperti ini tidak terjadi di gempa *near-filed.*

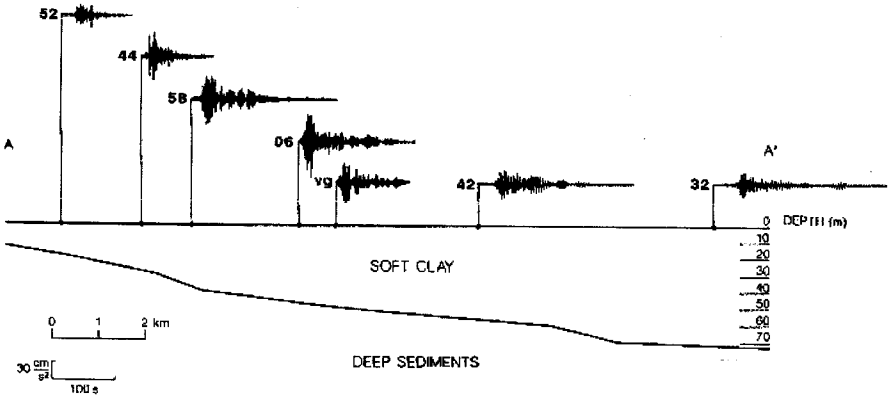


Gambar 6.8 Gempa Meksiko (1985) : a) direkam di Tacubaya, b) di Lavillita

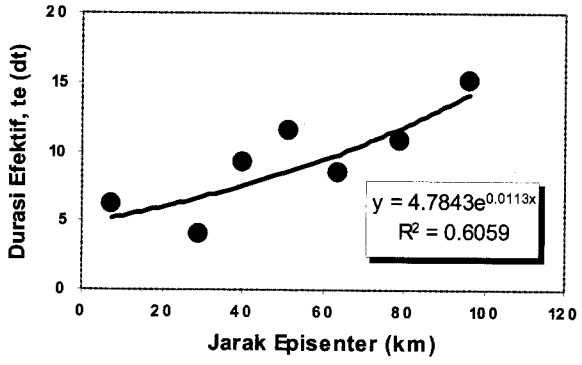
Salah satu contoh perbandingan rekaman gempa *near-field* dan *far-field* adalah seperti yang tampak pada Gambar 6.8). Gambar 6.8) bagian bawah adalah rekaman gempa Meksiko (1985) yang direkam di La Villita yang berjarak kira-kira 44 km dari episenter (*near field*) , sedangkan Gambar 6.8) bagian atas adalah yang direkam di Tacubaya kira-kira 370 km dari episenter (*far-field*). Tampak jelas bahwa setelah merambat lebih dari 300 km, percepatan tanah mengecil dari 0,13 g menjadi 0,035 g (tinggal 27 %).

Mengecilnya percepatan akibat gempa ini adalah karena terjadinya penyerapan energi gempa oleh media tanah yang berlangsung cukup lama (jauh), dan hal ini akan secara khusus pada bab tersendiri. Sebaliknya di Gambar 6.8) tampak jelas bahwa durasi gempa bertambah lama dari kira-kira 60 detik menjadi 140 detik (230 % lebih lama). Namun demikian perubahan kandungan frekuensi tidak begitu tampak pada gambar tersebut.

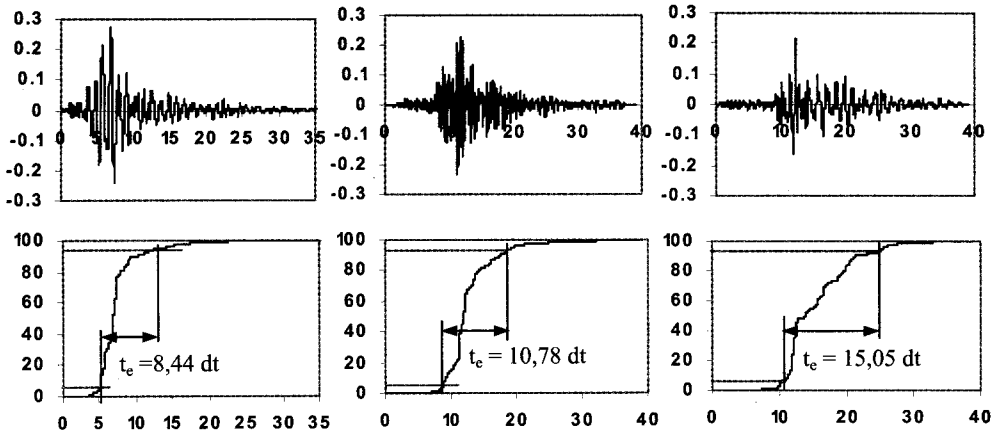
Perubahan respon tanah (percepatan, kecepatan, simpangan) setelah gelombang gempa merambat pada jarak atau durasi tertentu disebut atenuasi. Atenuasi berarti proses mengecilnya respon tanah setelah gelombang gempa merambat pada jarak tertentu. Sedangkan pemanjangan durasi gempa setelah melewati media tanah telah diteliti sejak lama. Contoh lain yang memberikan gambaran bahwa durasi gempa akan memanjang setelah melewati media tanah disampaikan oleh Facciolli (1991). Contoh yang disajikan adalah gempa Meksiko (1985) yang direkam dibeberapa tempa yang berurutan di lembah kota Meksiko, seperti yang tampak pada Gambar 6.9). Apabila diperhatikan jarak antara station-52 sampai dengan station-32 hanya belasan kilometer saja, jauh lebih pendek dari yang disampaikan sebelumnya (± 300 km). Namun demikian durasi gempa telah bertambah panjang cukup siknifikan (> 200 %). Disamping jarak, maka ketebalan tanah endapan juga berpengaruh terhadap memanjangnya durasi gempa.



Gambar 6.9 Pemanjangan durasi karena jarak dan tebal endapan (Facciolli, 1991)



Gambar 6.10 Hubungan antara durasi gempa dan jarak

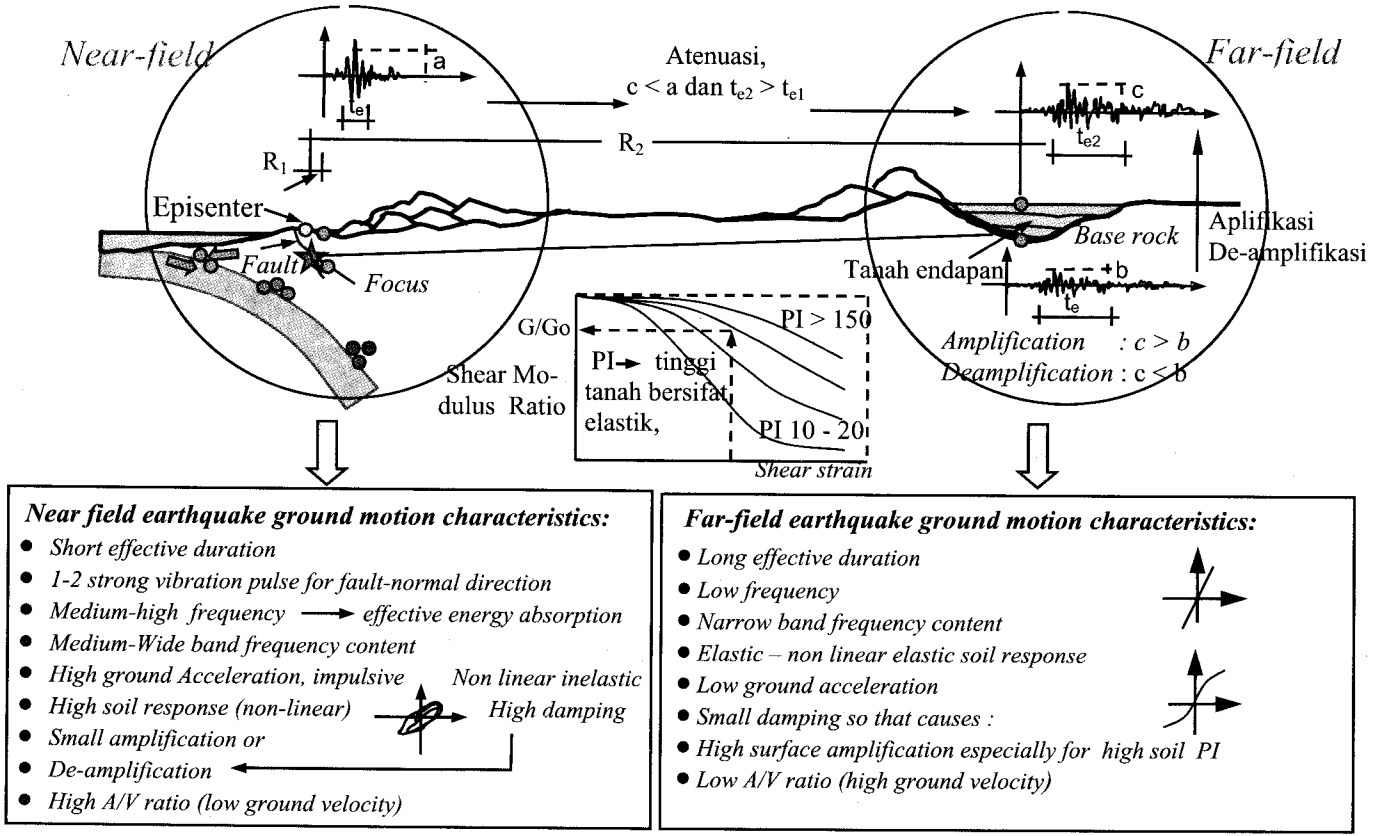


Gambar 6.11 Durasi gempa Loma Prieta (1989) jarak 65 km, 79 km dan 96 km

Antara jarak episenter dan durasi efektif gempa sesungguhnya dapat dicari hubungannya. Secara teoritik sebagaimana disajikan pada Gambar 6.9) semakin jauh jarak episenter maka durasi efektif gempa cenderung semakin lama/panjang. Gambar 6.11) adalah contoh beberapa gempa yang terjadi di Loma Prieta (1989) yang mempunyai jarak yang berbeda-beda. Plot hubungan antara jarak episenter dengan durasi gempa efektif adalah seperti yang disajikan pada Gambar 6.10). Hubungan seperti pada gambar tersebut sifatnya masih sementara karena data yang disajikan hanya beberapa saja. Oleh karena itu perlu penelitian lebih lanjut.

Secara keseluruhan, ringkasan sifat-sifat gempa di daerah *near-field* dan *far fleld* adalah seperti yang ditampilkan pada Gambar 6.12). Pada Gambar 6.12) tampak bahwa karakteristik gempa *far-field* kebanyakan bertolak belakang dengan gempa *near-field.* Tanah endapan pada *far-field* (misalnya kasus gempa Meksiko, 1985) akan berpengaruh terhadap amplifikasi percepatan tanah antara di *base-rock* dengan di permukaan tanah endapan. Amplifikasi ini akan signifikan pada tanah yang mempunyai indeks platisitas yang besar (PI besar). Tanah seperti itu akan cenderung bersifat elastik atau non-linier elastik, sehingga energi gempa dapat saja masih besar (redaman kecil). Di *near-field* dapat saja sebaliknya yaitu terjadi de-amplifikasi karena besarnya nilai redaman tanah akibat perilaku nonlinier-inelastik.

Secara umum gempa jarak dekat cenderung mempunyai percepatan tanah yang besar, frekuensi getaran yang tinggi, inpulsif, fluktuatif, respons tanah/batuan dan redaman yang besar, cenderung terjadi deamplifikasi terhadap percepatan di permukaan tanah. Karena *ground acceleration history,* A mempunyai frekuensi getaran yang lebih tinggi daripada *velocity* maka *ground acceleration* beratenuasi lebih cepat daripada *ground velocity*,V. Dengan kondisi seperti itu maka gempa-gempa jarak jauh mempunyai A/V rasio yang lebih rendah daripada gempa-gempa jarak dekat.



Gambar 6.12 Perbedaan karakter antara gempa *near-field* dan *far field*

6.6 Parameter2 Gerakan Tanah (*Strong Motion Parameters*)

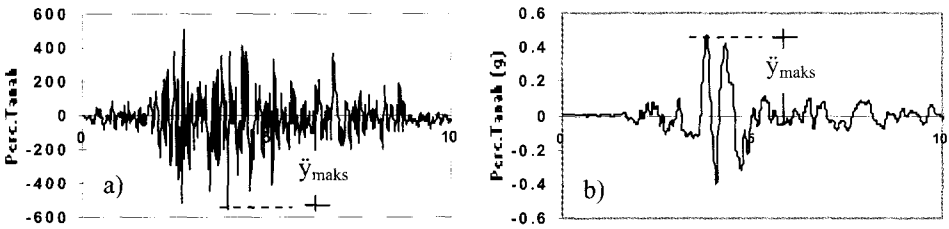
Sudah sejak lama para peneliti memperhatikan hubungan antara kerusakan bangunan akibat gempa dengan rekaman gerakan tanah yang terjadi. Para peneliti sadar bahwa sangat sulit dan bahkan tidak mungkin mengeneralisasikan rekaman gempa baik pada suatu tempat tertentu apalagi pada tempat yang berbeda. Telah disampaikan sebelumnya bahwa banyak hal akan berpengaruh terhadap *earthquake ground mations*. Tiap-tiap gempa mempunyai kemampuan/daya-rusak (*damage potential*) sendiri-sendiri. Namun demikian daya rusak *earthquake ground motions* masih dapat dikelompok-kelompokkan walaupun hanya sampai batas-batas keakuratan tertentu. Werner (1976, 1991), Uang dan Bertero (1988), Socuoglu dan Nurtug (1995) dan Kramer (1996) mengelompokkan daya rusak gempa terhadap struktur tersebut dikelompokkan sebagai berikut ini.

6.6.1. Kelompok *Peak Value of Ground Motions*

Pada kelompok ini parameter gerakan tanah hanya ditentukan oleh 1-komponen (*single*) saja yaitu nilai *peak value*. Pada *single peak values*, ada beberapa jenis yang dapat dipakai sebagai *single-parameter* yang dapat merusakkan struktur. *Single-parameter* yang dimaksdud adalah : a) percepatan tanah (*ground acceleration*) ; b) kecepatan tanah (*ground velocity*) dan c) simpangan tanah (*ground displacement*). Masing-masing parameter tersebut mepunyai kelebihan dan kekurangan sendiri-sendiri.

6.6.1.a Nilai Maksimum Percepatan Tanah

Percepatan tanah akibat gempa umumnya sangatlah acak/random artinya percepatan tanah tersebut tidak beraturan seperti fungsi sinusoidal. Berdasarkan rekaman percepatan tanah maka dapat diketahui bahwa umumnya getaran tanah tersebut terdiri atas banyak kandungan frekuensi/gabungan atas beberapa frekuensi. Percepatan tanah umumnya bersifat impulsif terutama gempa bumi yang kandungan frekuensinya cukup tinggi, sebagaimana tampak pada Gambar 6.13) kiri.



Gambar 6.13. Rekaman gempa : a) Koyna dan b) Parkfield

Gambar 6.13.a) adalah rekaman gempa Koyna (1967) yang direkam di Dam Koyna (sejajar dengan as dam). Gambar tersebut menunjukkan bahwa percepatan tanah berubah-ubah sangat fluktuatif dan bersifat impulsif. Sementara itu pada Gambar 6.13.b) adalah salah satu rekaman gempa Parkfiled, 1966 ($\ddot{y}_{maks}$ = 0,475 g) dan tampak bahwa kandungan frekuensi tidak begitu tinggi bahkan cenderung relatif rendah (gempa *near field* sebagaimana dijelaskan sebelumnya). Antara keduanya mempunyai sifat dan efek terhadap kerusakan struktur yang berbeda.

Sudah sejak lama nilai percepatan tanah maksimum dijadikan salah satu parameter untuk menyatakan kekuatan (*strength*) suatu gempa bumi (Werner, 1991). Sementara itu

Kramer (1995) mengatakan bahwa percepatan tanah akibat gempa itu akan menunjukkan gaya inersia yang akan bekerja pada massa struktur (ingat hukum Newton). Clough dan Penzien (1996) dan Widodo (2001) mengatakan bahwa percepatan tanah akibat gempa akan berfungsi sebagai beban gempa efektif (ingat F = m.a, yangmana F adalah gaya gempa, m adalah massa bangunan dan a adalah percepatan tanah) yang bekerja pada elevasi tingkat bangunan (pusat massa tingkat). Parameter percepatan tanah untuk mendeskripsikan daya rusak (*damage potential*) suatu gempa ini masih banyak dipakai sampai sekarang, alasannya adalah :

1) parameter percepatan ini cukup sederhana;
2) percepatan berhubungan langsung dengan gaya gempa efektif dan
3) data percepatan tanah akibat gempa banyak tersedia.

Dengan perkataan lain semakin besar percepatan tanah maksimum maka gempa bumi yang bersangkutan dianggap semakin kuat, energi besar dan dianggap semakin membuat banyak kerusakan. Namum demikian penggunakan parameter percepatan tanah maksimum untuk menyatakan kekuatan gempa mempunyai banyak kelemahan. Adalah Housner (Caltech, USA) yang pada tahun 1971 membuat studi tentang efek percepatan tanah akibat gempa terhadap kerusakan struktur. Housner (1971) mengamati kerusakan struktur yang terjadi pada gempa Koyna (1966) dan gempa Parfield (1967).

Hasil pengamatan menunjukkan bahwa percepatan tanah maksimum bukanlah satu-satunya parameter gempa yang cukup akurat. Pernyataan seperti itu disampaikan setelah Housner (1971) mengamati kerusakan bangunan akibat gempa Parkfield tanggal 27 Juni 1966. Gempa tersebut terjadi di jalur patahan San Andreas yang mana fokus gempa sangat dangkal dan patahannya sampai pada permukaan tanah. Stasiun pencatat gempa yang menghasilkan rekaman yang salah satu rekamannya adalah seperti pada Gambar 6.13.b), alat perekam hanya terletak 200 ft dari lokasi patahan (*near field earthquake*). Dari rekaman gempa tersebut terlihat hanya adanya 2-siklus ayunan/goncangan gerakan tanah yang sangat *dominan (strong vibration pulse)* sedangkan setelah itu hanya terdapat fluktuasi percepatan tanah yang relatif kecil. Percepatan tanah maksimum adalah 0.475 g (g = percepatan gravitasi) yaitu suatu percepatan tanah yang cukup besar (percepatan tanah maksimum gempa El Centro, 1940 hanya ± 0.33 g). Walaupun percepatan tanah demikian besar tetapi tidak terjadi kerusakan bangunan yang cukup berarti. Itu adalah kesimpulan para ahli saat itu.

Ketidak-akuratan percepatan tanah maksimum akibat gempa sebagai paramater untuk menyatakan kekuatan suatu gempa juga telah terbukti pada pengamatan gempa Koyna, India tanggal 10 Desember 1967. Gempa bumi tersebut direkam pada pencatat gempa yang dipasang di lokasi Dam Kyona. Sebagaimana terlihat pada Gambar 6.13 (kiri). Percepatan tanah maksimum pada Dam mencapai lebih dari 0.50 g. Nilai ini kemudian dapat dihubungkan pada saat disain yaitu hanya diperhitungkan gaya horisontal sebesar 0.05 g. Gaya geser dasar secara sederhana dapat dihitung melalui,

$$V = m.a = \frac{W_t}{g} SA = \frac{W_t}{g} c.g = c\, W_t \qquad 6.1)$$

dengan V, m, a, c dan Wt, SA berturut-turut adalah gaya geser dasar, massa struktur, percepatan tanah, koefisien gempa, berat struktur dan *spectral acceleration* (*SA*).

Dam Koyna hanya direncanakan dengan percepatan tanah c g = 0.05 g sedangkan percepatan tanah maksimum akibat gempa mencapai lebih dari 0.5 g atau lebih dari 10-kali beban rencana. Namun demikian kenyataannya tidak terjadi kerusakan yang berarti.

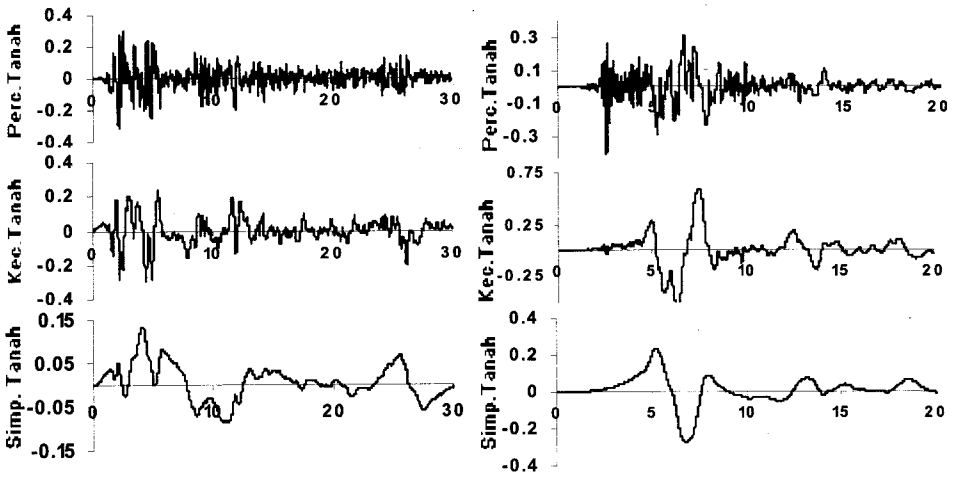
Kejadian yang sama juga dijumpai pada bangunan gedung dua yaitu tidak adanya kerusakan yang berarti. Berdasarkan hasil pengamatan tersebut tampak bahwa pemakaian percepatan tanah maksimum sebagi satu-satunya parameter yang menentukan kerusakan struktur akibat gempa mempunyai beberapa kelemahan. Werner (1976) mengatakan bahwa kelemahan-kelemahan itu adalah :

1. karakter umum percepatan tanah akibat gempa yang umumnya mempunyai kandungan frekuensi tinggi,
2. percepatan maksimum akan berhubungan erat dengan gaya maksimum yang hanya berpengaruh besar pada sistim struktur dengan frekuensi tinggi,
3. pengaruhnya akan semakin melemah pada frekuensi menengah bahkan pada frekuensi rendah,
4. percepatan tanah maksimum tersebut tidak berkorelasi secara baik dengan gempa lain yang percepatannya relatif sama dan,
5. penggunakan percepatan tanah maksimum sebagai parameter telah mengabaikan efek kandungan frekuensi, durasi gempa, spektrum respons yang kesemuannnya akan dijelaskan kemudian.

Hal ini terjadi karena percepataan tanah akibat gempa tersebut dipengaruhi oleh banyak variabel mulai dari mekanisme patahan, kondisi geologi, dalam endapan, properti fisik tanah dan kondisi topografi. Akan diketahui kemudian bahwa variabel-variabel tersebut sangat penting untuk diketahui.

6.6.1.b Nilai Maksimum Kecepatan dan Simpangan Tanah

Di atas telah disampaikan bahwa pecepatan tanah adalah suatu getaran yang berasosiasi dengan kandungan frekuensi tinggi. Kandungan frekuensi yang lebih rendah adalah kecepatan tanah, sedang kandungan frekuensi yang paling rendah adalah simpangan tanah. Hal ini tampak jelas pada Gambar 6.14).



Gambar 6.14 Rekaman Gempa : a) El Centro,1940 dan El Centro, 1979

Untuk struktur yang relatif fleksibel (frekuensi menengah) maka penggunaan percepatan tanah tidak lagi akurat (karena frekuensi tinggi). Oleh karena itu penggunaan kecepatan tanah maksimum sebagai parameter pengganti percepatan tanah menjadi lebih

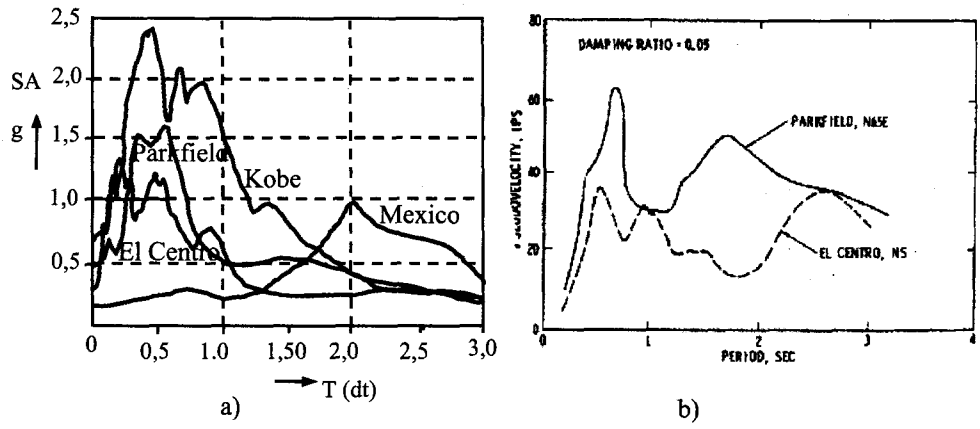
tepat. Tso dkk (1992) misalnya menggunakan kombinasi antara percepatan tanah (A) dan kecepatan tanah (V) yang ditunjukkan oleh A/V ratio. A/V ratio yang tinggi merupakan gempa yang mempunyai kandungan frekuensi tinggi, sedangkan A/V ratio yang rendah adalah sebaliknya.

Namun demikian penggunaan konsep kecepatan dan simpangan tanah tanah tersebut ternyata juga mempunyai beberapa kelemahan. Kelemahan yang pertama adalah kemungkinan kesalahan pada proses integrasi saat percepatan tanah diintegrasi secara numerik menjadi kecepatan dan dari kecepatan diintegrasi secara numerik menjadi simpangan tanah. Kelemahan yang lain adalah seperti pada percepatan tanah, konsep ini digunakan dengan tidak memperhitungkan kandungan frekuensi dan durasi gempa. Akan dijelaskan kemudian bahwa durasi gempa akan menjadi salah satu parameter gempa yang penting.

6.6.2 Spektrum Respons

Mengingat percepatan tanah akibat gempa kurang akurat sebagai *single-parameter* untuk menyatakan kekuatan gempa maka para peneliti mencari alternatif parameter lain yang perlu dikembangkan. Respon spektra adalah suatu alternatif *single-parameter* lain yang dapat dipakai untuk menyatakan daya rusak gempa terhadap struktur. Respon sprektrum adalah plot antara nilai-nilai maksimum percepatan, kecepatan maupun simpangan massa struktur dengan derajat kebebasan tunggal akibat gempa lawan periode getarnya. Pada keperluan yang lain spektrum respon bahkan dipakai hampir disemua negara sampai sekarang.

Respon spektra tidak saja dipakai pada struktur dengan derajat kebebasan tunggal tetapi juga dapat dipakai pada struktur dengan derajat kebebasan banyak atau bangunan bertingkat banyak. Bagaimana cara membuat respon spektra akan dijelaskan kemudian. Contoh *acceleration response spectrum* untuk gempa Parkfield (1966), El Centro (1940), Mexico (1985) dan gempa Kobe (1995) adalah seperti yang tampak pada Gambar 6.15.a). Gambar 6.15.b) adalah perbandingan *pseudo spectrum velocity* untuk gempa Parkfield dan gempa El Centro.



Gambar 6.15 *Spetral Acc. (SA)* dan *Pseudo Sprectral velocity (PSV)*

Tampak pada Gambar 6.15.a) bahwa nilai maksimum SA untuk masing-masing gempa dipengaruhi secara linier oleh percepatan maksimum aselerasi tanah. Semakin besar

percepatan tanah maka semakin besar nilai maksimum *spectral acceleration* (SA). Namun demikian nilai amplifikasi percepatan tanah tidak selalu berbanding lurus dengan percepatan maksimum percepatan tanahnya. Hal itu tampak jelas pada Tabel 6.1).

Tabel 6.1 Amplifikasi Percepatan Tanah

No.	Parameter	Gempa			
		EL Centro (1940)	Parkfield (1966)	Mexico (1985)	Kobe (1995)
1	Perc. tanah	0,33 g	0,50 g	0,17 g	0,83 g
2.	Spect. Acc (SA)	1,25 g	1,60 g	0,99 g	2,40 g
3	Amplifikasi	3,78	3,20	5,82	2,89

Pada Tabel 6.1 tampak bahwa percepatan tanah gempa Mexico, El Centro, Parkfield dan Kobe berturut-turut adalah 0,17 g, 0,33 g, 0,50 g dan 0,83 g. Nilai maksimum *SA* untuk gempa-gempa tersebut berturut-turut adalah 0,99 g, 1,25 g, 1,6 g dan 2,4 g. Hal ini berarti bahwa semakin besar percepatan tanah semakin besar pula nilai maksimum *spectral acceleration* (SA), sebagaimana dikatakan sebelumnya. Amplifikasi percepatan tanah merupakan rasio antara *SA* dengan percepatan tanahnya, sehingga gempa-gempa tersebut telah beramplifikasi sebesar 5,82 kali, 3,78 kali, 3,2 kali dan 2,89 kali. Hal ini tampak bahwa semakin tinggi percepatan tanah, semakin kecil amplifikasinya. Barangkali hal ini disebabkan oleh tingginya disipasi energi oleh redaman material, sebagimana disajikan pada Gambar 6.12). Pada gambar tersebut tampak bahwa pada percepatan tanah yang relatif tinggi, respon tanahnya sudah non-linier inelastik dan yang terakhir inilah yang membuat redaman material menjadi besar. Apabila redamannya cukup besar maka amplifikasi cenderung mengecil. Mengapa gempa Mexico beramplifikasi sangat besar ?, hal ini akan dibahas di depan.

Dengan memperhatikan Gambar 6.15.a) dan pers. 6.1) tampak bahwa semakin besar *SA* maka nilai koefisien gempa dasar c akan semakin besar. Akibatnya gaya geser dasar V semakin besar. Apabila V semakin besar maka gaya horisontal akibat gempa yang bekerja pada massa struktur akan semakin besar. Apabila demikian maka kerusakan yang ditimbulkannya juga semakin besar. Berdasarkan pada spektrum respon tersebut dapatlah disimpulkan bahwa semakin besar nilai percepatan tanah, semakin besar nilai maksimum *SA*, semakin besar kekuatan gempa, dan semakin parah kerusakan yang ditimbulkannya.

Namun yang terjadi dilapangan tidaklah selalu demikian, sebagaimana ditunjukkan oleh studi Housner (1971). Gempa Parkfield mempunyai percepatan tanah maksimum 0,5 g, sedangkan gempa El Centro hanya mempunyai percepatan tanah maksimum hanya 0,33 g). Gambar 6.15.b) menunjukkan bahwa *pseudo spectrum velocity* (*PSV*) gempa Parkfield selalu lebih besar daripada gempa El Centro. Namun demikian Housner (1971) mengatakan bahwa kerusakan akibat gempa Parkfield tidak lebih parah dari kerusakan akibat gempa El Centro. Sebagaimana disampaikan sebelumnya, gempa Mexico (1985) mempunyai percepatan tanah dan *SA* yang jauh lebih rendah daripada gempa Parkfiled (1966) dan gempa El Centro (1940), tetapi kerusakan gempa yang terjadi jauh lebih besar. Menurut Moriya (1985) lebih dari 35 % bangunan yang runtuh adalah bangunan antara 8 – 12 tingkat, 15 % bangunan 5 – 7 tingkat dan sisanya adalah bangunan lain. Bangunan yang rusak pada gempa Mexico (1985) lebih dari 1100 buah, dengan korban manusia lebih dari 10000 orang.

Menurut Gambar 6.5) gempa Kobe (1995) mempunyai percepatan tanah maksimum dan *SA* jauh lebih besar dibanding dengan gempa-gempa yang lain. Kenyataan di lapangan

menunjukkan bahwa korban akibat gempa Kobe memang sangat besar. Lebih dari 5500 orang korban meninggal dan lebih dari 35 000 luka-luka. Menurut data lebih dari 180 000 bangunan runtuh dan kerugian total diperkirakan tidak kurang dari US$ 200 milyar (bandingkan, kerugian total gempa Bengkulu, tahun 2000 hanya Rp 500 milyar).

Dengan kenyataan seperti di atas menunjukkan bahwa pemakaian spektrum respon suatu untuk menyatakan daya-rusak (*damage potential*) suatu gempa tidak selalu konsisten. Oleh karena itu Housner menyimpulkan bahwa respon spektrum tidak selalu tepat untuk menyatakan kekuatan suatu gempa. Masih ada parameter-parameter lain yang dapat mendiskripsikan damage potential suatu gempa secara lebih baik dan lengkap.

6.6.3 Durasi Gempa

6.6.3.a Durasi Total Gempa

Sudah dikenal sejak lama bahwa durasi total t_d gempa bumi kadang-kadang terjadi relatif singkat misalnya hanya kurang dari 10 detik, kadang-kadang sampai 30 detik dan ada juga yang cukup lama misalnya sampai 60 detik bahkan ada yang sampai 120 detik. Gempa bumi mengakibatkan percepatan tanah sehingga produk antara massa dengan percepatan akan mengakibatkan terjadinya gaya gempa efektif yang bekerja pada pusat massa. Apabila gempa bumi berlangsung lama maka goncangan yang terjadi juga cukup lama yaitu sebagai akibat dari gaya gempa efektif yang berfiungsi sebagai beban dinamik. Dengan demikian durasi gempa dapat dipakai sebagai *single-parameter* yang lain selain yang telah dibahas sebelumnya. Semakin lama gempa berlangsung maka semakin lama durasi beban dinamik yang bekerja pada struktur dan semakin besar kemungkinan kerusakkan bangunan yang terjadi.

Durasi gempa sangat berhubungan dengan energi, baik input energi maupun pelepasan energi yang berfungsi sebagai redaman. Uang dan Bertero (1990) membahas secara rinci tentang permasalahan energi gempa pada struktur. Secara matematik persamaan energi akibat gempa dapat dinyatakan dalam,

$$E_i = E_k + E_v + E_s + E_h \qquad 6.2)$$

dengan E_i adalah input energi, E_k adalah kinetik energi, E_v adalah viskous energi dan E_h adalah histeretik energi.

Pers.6.2) berarti bahwa energi gempa yang masuk/terkandung pada struktur akan di ubah menjadi energi kinetik, dilepaskan sebagai energi viskous dan energi histeretik. Sedangkan energi strain akan bernilai nol apabila posisi struktur kembali ketempat semula. Pers. 6.2) adalah persamaan keseimbangan antara input energi dan pelepasan energi. Persamaan tersebut selengkapnya dapat ditulis menjadi,

$$\int_0^{t_d} m\ddot{y}_t \, dy = \int_0^{t_d} m\,\ddot{y}\, dy + \int_0^{t_d} c\dot{y}\, dy + \int_0^{t_d} ky\, dy \qquad 6.3)$$

Ruas sebelah kiri pers. 6.3) adalah input energi dari gempa tertentu, ruas pertama sebelah kanan adalah kinetik energi, ruas kedua sebelah kanan adalah viskous energi dan ruas terakhir adalah gabungan antara strain dan histeretik energi. Input energi pers.6.3) mempunyai dimensi ,

$$\int_0^{t_d} m\,\ddot{y}_t \, dy = F.T^2.L^{-1}.\,LT^{-2}.\,L = F.L \;(misal\;\; kg.cm) \qquad 6.4)$$

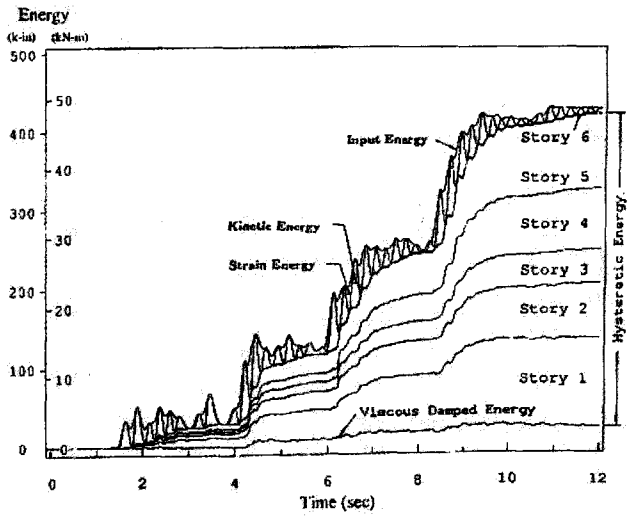
Karena dy = u dt maka pers. 6.4) akan menjadi,

$$\int_0^{t_d} m\ddot{y}_t\,\dot{y}\,dt = \int_0^{t_d} m\,\ddot{y}\,\dot{y}\,dt + \int_0^{t_d} c\dot{y}\,\dot{y}\,dt + \int_0^{t_d} ky\,\dot{y}\,dt \qquad 6.5)$$

Pers. 6.5) menunjukkan bahwa semakin lama durasi gempa t_d maka input energi semakin besar dan dengan demikian kerusakan bangunan akibat gempa semakin besar. Energi per unit massa adalah ruas kiri pers. 6.5) dibagi dengan m, adalah $\int \ddot{y}_t\,dy = \int \ddot{y}_t \dot{y}\,dt$ dan mempunyai dimensi,

$$\int_0^{t_d} \ddot{y}_t.\dot{y}\,dt = L.T^{-2}.L.T^{-1}.T = L^2.T^{-2} \quad (\,misal\ \frac{cm^2}{dt^2}) \qquad 6.6)$$

Uang dan Bertero (1990) memberikan contoh plot hubungan antara energi gempa dalam struktur dengan durasi adalah seperti Gambar 6.16). Gambar tersebut sebetulnya adalah perkembangan energi kinetik, energi regangan (*strain*), energi viskous dan histeretik energi sebagaimana disampaikan dalam persamaan 6.2).



Gambar 6.16 Viscous, Hysteretic, Strain, Kinetic dan Input Energy (Uang & Bertero,1990)

Pada Gambar 6.16) tersebut tampak bahwa semakin lama durasi, maka energi yang berada didalam struktur (*input energy*) akan semakin besar. Hanya saja energi tersebut dilepaskan dalam bentuk energi viscous (redaman viscous), energi *hysteretic* (oleh sendi-sendi platic), energi kinetik (karena adanya kecepatan massa) dan *strain energy* (energi regangan). Energi viscous dan *hysteretic* berakumulasi, artinya semakin lama durasi gempa, energi-energi tersebut semakin besar. Sedangkan energi kinetik dan energi regangan akan habis saat massa berhenti bergerak dan regangan elastik menjadi nol. Pada akhir pembebanan, jumlah antara *viscous* dan *hysteretic* energi dapat dianggap sama dengan input energi.

Tabel 6.2 Durasi Total beberapa gempa

No	Parameter	Gempa				Keterangan
		EL Centro (1940)	Parkfield (1966)	Mexico (1985)	Kobe (1995)	
1	Durasi total (dt)	40,0	43,64	180,0	30,00	
2	Bang. Rusak Berat	-	-	1132	170 000	

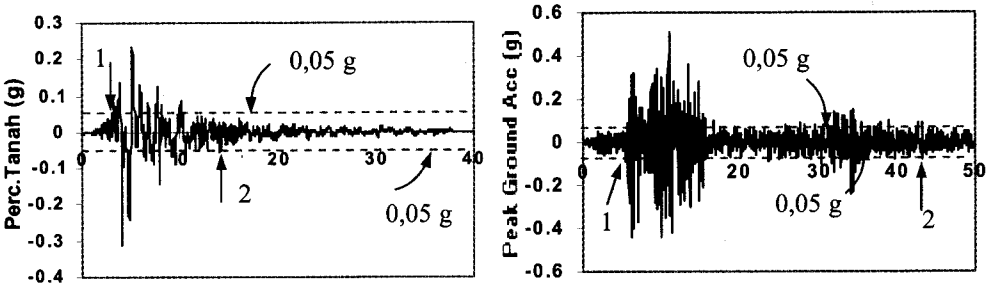
Tabel 6.2 menunjukkan bahwa gempa Mexico (1985) merupakan gempa paling lama (180 detik), dan mengakibatkan kerusakan besar, tetapi kerusakan yang di timbulkan masih jauh lebih sedikit kerusakan akibat gempa Kobe (1995) walaupun durasi gempa hanya 30 detik. Gempa Parkfiled terjadi selama 43,64 detik, lebih lama dari gempa Kobe, tetapi tidak menimbulkan kerusakan yang berarti. Hal yang sama juga terjadi pada gempa El Centro (1940). Dengan demikian parameter durasi total gempa ini juga bukan *single-parameter* tunggal yang baik untuk menyatakan damage *potential* suatu gempa.

6.6.3.b Durasi Efektif

Berdasarkan tabel di atas diketahui bahwa parameter durasi total t_d ternyata bukan merupakan parameter tunggal yang baik untuk menyatakan *damage potential* suatu gempa. Para ahli kemudian mengembangkan durasi efektif t_e gempa. Gambar 6.5), Gambar 6.6) maupun Gambar 6.8) menunjukkan bahwa rekaman gempa pada umumnya dapat dibagi menjadi 3-bagian. Bagian pertama adalah bagian *initial weak part*, bagian ke-2 adalah bagian *strong part*, sedangkan bagian ke-3 adalah bagian *final weak part*. Durasi bagian *final weak part* kadang-kadang relatif panjang. Padahal bagian tengahlah bagian yang menyumbang sebagian besar energi atau bagian yang paling membahayakan. Dengan kenyataan seperti itu maka pemakaian durasi total t_d untuk menyatakan *damage potential* menjadi tidak akurat. Oleh karena itu terdapat beberapa konsep usulan durasi efektif gempa.

1. Bracketing Method

Terdapat beberapa konsep tentang durasi efektif. Bolt (1975) menawarkan suatu definisi tentang durasi efektif. Durasi efektif yang ditawarkan adalah suatu rentang waktu yang dimulai dan diakhiri pada percepatan tanah pada akselerogram mencapai 0.05 g. Contoh dari durasi efektif ini adalah seperti yang tampak pada Gambar 6.17).

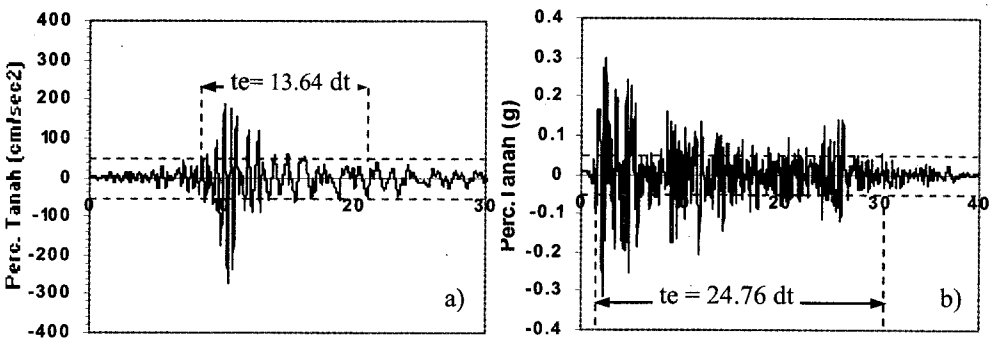


Gambar 6.17 Durasi efektif te menurut Bolt

Gambar 6.17.a) adalah rekaman suatu gempa dan Gambar 6.17.b) adalah rekaman gempa Manjil Iran (1990). Durasi efektif adalah durasi dari perpotongan pertama dan

terakhir sebagaimana ditunjukkan oleh *first* dan *last crossing* pada gambar tersebut. Menurut konsep tersebut gempa tersebut berturut-turut mempunyai durasi efektif t_e = 9,27 dt dan t_e = 44,34 - 5 =39,34 dt.

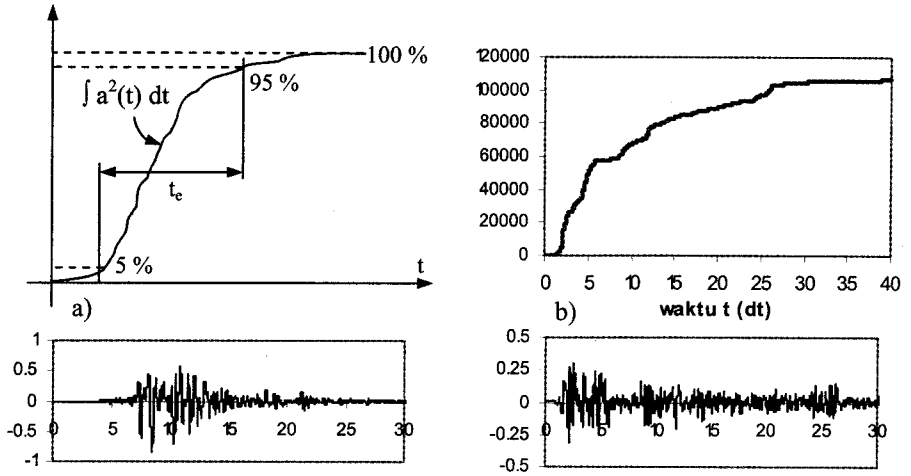
Berdasarkan metode *bracketing* tersebut maka pada persoalan yang sama seperti rekaman gempa pada Gambar 6.18a) mempunyai durasi efektif gempa te = 13,64 dt, sedangkan durasi efektif gempa El Centro1940 (NSC) adalah 24,76 dt. Durasi efektif gempa-2 tersebut dapat dibandingkan dengan memakai metode yang berbeda.



Gambar 6.18. Bracketing method untuk menentukan durasi gempa

2. *Trifunac* dan *Brady Method*

Dobry dkk (1978) mengatakan bahwa adalah Husid (1969) yang mengawali usulan durasi efektif t_e, suatu gempa yaitu durasi yang mana akumulasi nilai integral kwadrat percepatan tanah atau $\int a^2(t)\,dt$ mencapai nilai 95 % dari nilai total. Setelah dilakukan verifikasi terhadap konsep tersebut ternyata ada suatu gempa yang mengakibatkan respons struktur maksimum terjadi setelah 95 %. Konsep tersebut kemudian dimodifikasi oleh Trifunac dan Brady (1975). Modifikasinya terletak pada *cutting off* durasi gempa pada bagian *initial weak part* dan *final weak part*. Dengan demikian konsep yang baru tersebut adalah durasi gempa mulai dari nilai $\int a^2(t)\,dt$ mencapai 5 % sampai dengan 95 % terhadap nilai integral total.



Gambar 6.19. Durasi efektif gempa menurut Trifunac dan Brady (1975)

Secara skematis, durasi efektif menurut Trifunac dan Brady (1975) dinyatakan pada Gambar 6.19.a). Gambar 6.19.b) adalah contoh dari pemakaian durasi efektif gempa terhadap gempa EL Centro 1940 komponen utara-selatan (NSC). Walaupun durasi gempa total yang terekam selama 30 detik, tetapi durasi efektif gempa El Centro NSC menurut konsep Trifunac dan Bradi (1975), t_e = 24,10 detik. Sedangkan menurut konsep Bolt (1978) maka *cutting off* bagian *initial weak part* pada detik ke-1,44 dan pada *final weak part* pada detik ke-26,38. Dengan demikian durasi gempa efektif menurut Bolt (1978) adalah 24,97 dt, kebetulan dekat dengan konsep Trifunac & Brady (1975).

3. McCann dan *Shah Method*

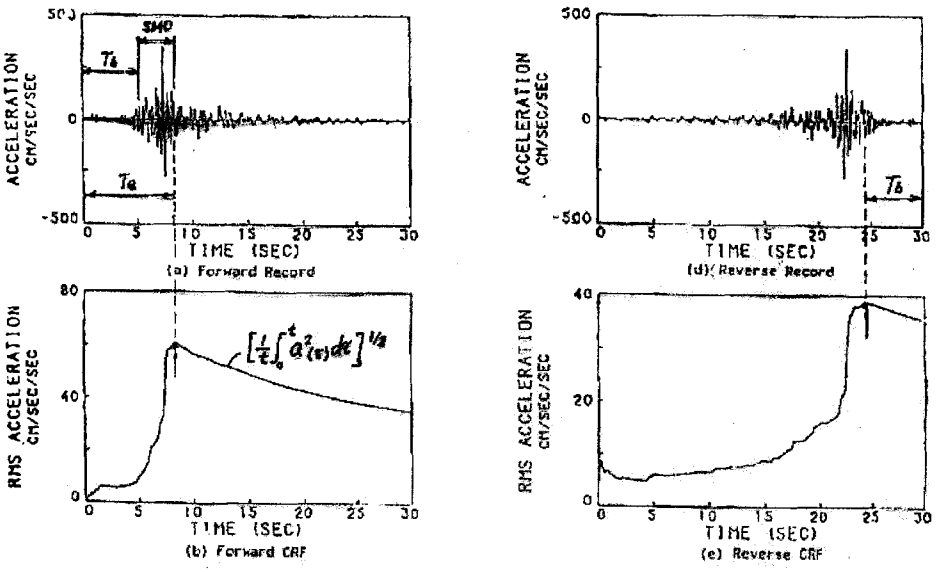
Selain konsep durasi gempa tersebut maka, konsep durasi berikutnya adalah yang diajukan oleh McCann dan Shah (1979). Dibanding dengan konsep-konsep durasi gempa sebelumnya, konsep durasi gempa ini relatif kompleks, sebagaimana tampak pada Gambar 6.20). Apabila Trifunac dan Brady (1975) menggunakan nilai integral,

$$t_e = \int_{0,05}^{0,95} a^2(t)\, dt \qquad 6.7)$$

maka McCann dan Shah (1979) menggunakan konsep *Root Mean Square (RMS)* untuk menentukan durasi efektif gempa atau,

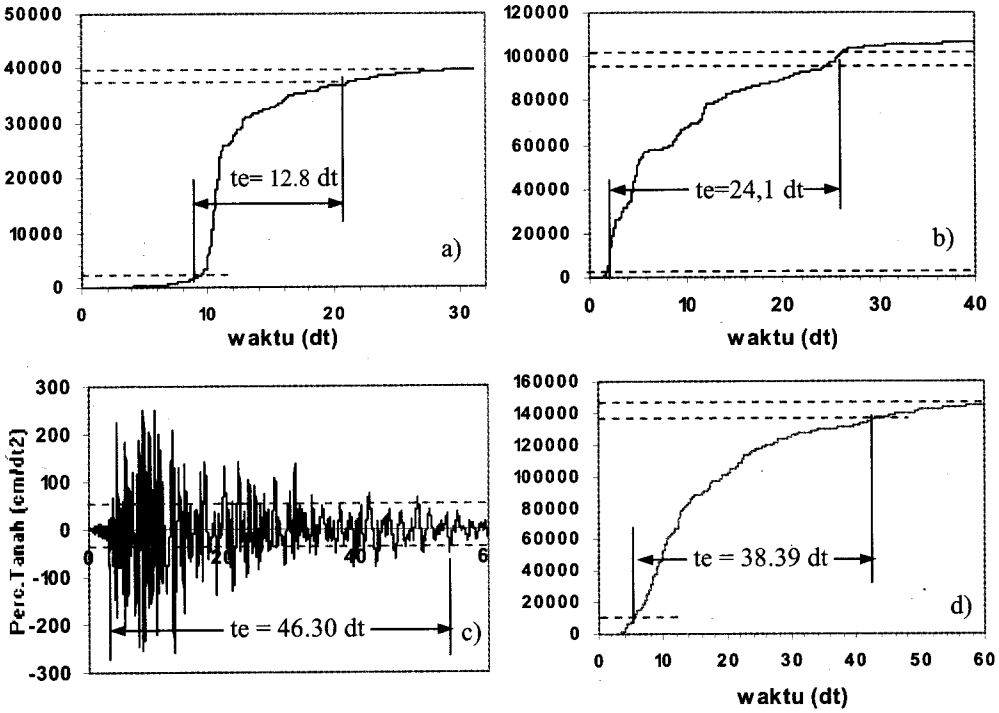
$$t_e = \left[\frac{1}{t_d} \int_{T_b}^{T_e} a^2(t)\, dt \right]^{1/2} \qquad 6.8)$$

yangmana t_d adalah durasi total gempa, T_e dan T_b dapat dilihat di Gambar 6.20).



Gambar 6.20. Durasi gempa efektif menurut MCCann dan Shah (1979)

Cara menentukan durasi efektif gempa adalah seperti tampak pada Gambar 6.20). Mengingat cara ini agak rumit maka umumnya banyak peneliti memakai konsep Trifunac dan Brady (1975) yang lebih sederhana. Disamping itu masih ada konsep durasi efektif yang lain miasalnya konsep Vanmarcke dan Lai (1980) dll.



Gambar 6.21 Perbandingan durasi efektif dari beberapa gempa

Tabel 6.3 Durasi Total beberapa gempa (Zahrah dan Hall, 1988)

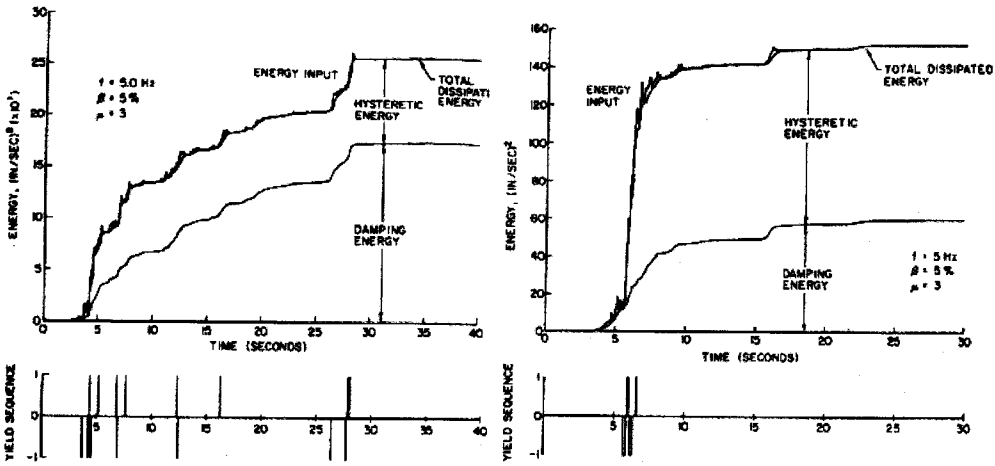
No	Parameter	Gempa				Keterangan
		EL Centro (1940)	Parkfield (1966)	Mexico (1985)	Kobe (1995)	
1	Durasi tot(dt)	31,98	43,64	180,0	30,00	
2	Durasi ef.(dt)	24,11	6,97	38,93		
3	Input Energi	285*	144*			* $\mu_\Delta = 3$, T = 0,2 dt
4.	Hyst Energi	116	97			* $\mu_\Delta = 3$, T = 0,2 dt
5.	Jumlah leleh	13 kali	4 kali			* $\mu_\Delta = 3$, T = 0,2 dt
6.	Input Energi	50,37*	5,92*			* $\mu_\Delta = 3$, T = 1,0 dt
7.	Hyst.Energi	25,18	2,60			* $\mu_\Delta = 3$, T = 1,0 dt
8	Jumlah leleh	13 kali	4 kali			* $\mu_\Delta = 3$, T = 1,0 dt

Gambar 6.21.a) adalah durasi efektif salah satu gempa Taiwán (1999) yang dihitung menurut konsept Trifunac & Brady (1975). Sementara itu Gambar 6.21.b) adalah durasi efektif gempa El Centro NSC 1940. Gambar 6.21.c) adalah replikasi gempa Yogyakarta 27

Mei 2006 EWC. Selanjutnya Gambar 6.21.d) adalah durasi efektif gempa Yogyakarta 2006 dengan t_e = 38,39 dt. Apabila diperhatikan maka bangun kurva $\int a(t)^2$ dt untuk beberapa gempa berbeda-beda. Apabila bagian *strong part* relatif pendek maka kurva akan naik secara tajam dan sebaliknya.

Hubungannya dengan durasi efektif dan disipasi histeretik energi, Zahrah dan Hall (1984) telah mengadakan penelitian atas suatu struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF). Struktur tersebut dibebani oleh beban gempa El centro (1940) dan gempa Parkfield (1967). Sebagian hasil dari penelitian tersebut adalah seperti yang disajikan pada Tabel 6.3.

Berdasar pada penelitian tersebut tanpak bahwa gempa El Centro akan lebih merusakkan daripada gempa Parkfield, walaupun percepatan tanah dan durasi total gempa Parkfield lebih besar/lama daripada gempa El Centro. Input Energi, *hysteretic energy demand* dan jumlah leleh gempa El Centro lebih besar daripada gempa Parkfield. Voscous energi, histeretik energy serta input energi yang terjadi pada struktur SDOF dengan daktilitas simpangan $\mu_\Delta = 3$ dan periode getar T = 1 dt untuk gempa El Centro dan Parkfiled adalah seperti yang tampak pada Gambar 6.22).



Gambar 6.22 Viscous, histeretik dan input Energi (Zahrah dan Hall, 1988)

Pada gambar 6.22) tampak bahwa walaupun viscous, histeretik dan input energi akibat gempa Parkfield kelihatannya lebih besar tetapi sebenarnya tidak. Viscous, histeretik dan input energi akibat gempa El Centro dinyatakan dalam 10^1, artinya 10-kali dari gempa Parkfield. Gempa El Centro (1940) dengan percepatan tanah maksimun 0.35 g menghasilkan input energi per unit massa sebesar 285 $(cm/dt)^2$ dengan histeretik energi sebesar 116 $(cm/dt)^2$. Sedangkan Parkfield (1966) dengan percepaatan tanah maksimum 0.49 g mengahsilkan input energi per unit massa sebesar 144 $(cm/dt)^2$ dan histertik energi sebesar 97 $(cm/dt)^2$. Dari hasil analisis tersebut dapatlah diketahui bahwa walaupun percepatan tanah maksimum gempa El Centro (1940) lebih kecil tetapi mengakibatkan input energi dan histeretik energi yang lebih besar daripada gempa Parkfield (1966). Hal ini terjadi karena durasi efektif gempa El Centro jauh lebih lama daripada gempa Parkfield. Zahrah dan Hall (1984) menyimpulkan bahwa semakin lama durasi efektif suatu gempa semakin besar *hysteretic energy demand* dan semakin besar *damage potensial* suatu gempa yang akan merusakkan bangunan.

6.6.3.c Hubungan antara Durasi Total dengan Magnitudo Gempa (M)

Dobry dkk (1978) mengadakan studi intensif tentang hubungan antara durasi efektif gempa berdasarkan konsep Trifunac dan Brady (1975) dengan kondisi tanah. Data gempa sejak tahun 1935 sampai dengan gempa San Fernando (1971) dengan data total berjumlah 84 data diselidiki. Jarak episenter sangat bervariaasi mulai dari 0.1 - 130 km dengan percepatan tanah maksimum mulai dari 0.02 - 1.17 g. Kondisi tanah digolongkan menjadi dua golongan besar yaitu tanah batu (*rock*) dan tanah biasa. Hasil studi ditampilkan untuk daerah San Fernando maupun diproyeksikan untuk daerah barat USA. Hubungan antara durasi efektif t_e dengan ukuran gempa M untuk tanah batu (*rock*) untuk daerah barat USA dinyataakan dalam,

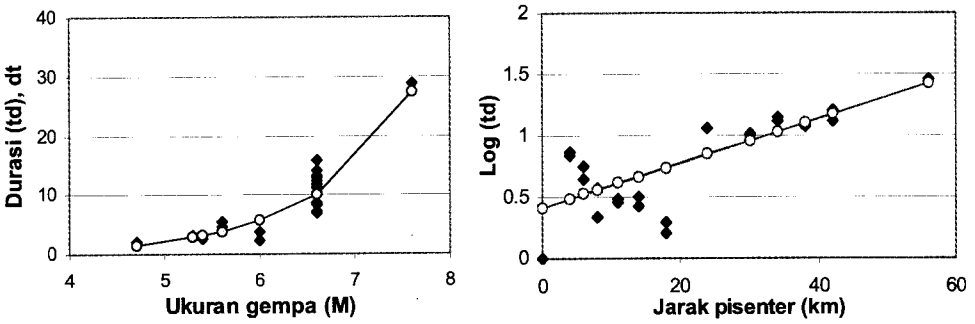
$$Log\, t_d = 0{,}43M - 1{,}83 \qquad 6.9)$$

dengan t_d adalah durasi total dalam detik , M adalah ukuran gempa dan hubungan ini hanya valid untuk $4.5 < M < 7.5$.

Sedangkan hubungan antara durasi gempa dengan jarak episenter R (km) dinyatakan dalam persamaan,

$$Log\ t_d = 0{,}415 + 0{,}018\ R \qquad 6.10)$$

Hubungan pada pers. 6.9) dan pers. 6.10) secara grafis dinyatakan pada Gambar 6.23). Pada penelitian tersebut juga menampilkan data durasi gempa total td, ukuran gempa (M) dan jarak peisenter (R) dari beberapa kejadian gempa masing-masing untuk *cohesionless soil*, *soft soil* dan *stiff soil*. Namun demikian hubungan-hubungan tidak mempunyai koefisien korelasi yang baik (agak acak) sehingga hubungannya tidak dinyatakan dalam persamaan regresi. Hasil studi ini memberikan kesimpulan bahwa aselerogram pada tanah batu (*rock*) memberikan hubungan yang lebih konsisten dalam memprediksi durasi efektif daripada tanah biasa. Namun demikian karena data rekaman gempa semakin banyak maka hubungan tersebut sebenarnya dapat diperbarui.



Gambar 6.23 Hubungan antara t_d dengan ukuran dan jarak episenter R.

6.6.4 Parameter Kandungan Frekuensi (*Frequency Content*)

Sebagaimana disampaikan sebelumnya, pengaruh durasi gempa terhadap kerusakan struktur telah diperkirakan oleh Housner (1971) saat terjadi gempa Parkfield (1966). Pada waktu itu timbul pertanyaan mengapa gempa Parkfield (1966) mempunyai percepatan tanah maksimum yang lebih besar daripada gempa El Centro (1940) tetapi kerusakan akibat

gempa Parkfiled relatif kecil. Pada waktu itu diduga bahwa hal tersebut adalah akibat pengaruh durasi gempa, karena durasi gempa Parkfield lebih singkat daripada El Centro. Jawabannya tidak mutlak seperti ini, tetapi kemudian diketahui adanya faktor lain yang penting yaitu kandungan frekuensi

Housner (1971) sudah mensinyalir adanya pengaruh kandungan frekuensi gempa terhadap respon struktur. Pada hakekatnya dalam suatu gempa akan terkandung didalamnya beberapa frekuensi. Sebagaimana disampaikan dibeberapa literatur, kandungan frekuensi gempa berkisar antara f = 0.2 - 10 Hertz (T = 0,1 – 5 dt). Analisis Housner (1971) waktu itu timbul karena adanya suatu kenyataan bahwa gempa Kyona (1967), India yang mempunyai percepatan tanah maksimum jauh lebih besar daripada gempa El Centro (1940) namun kerusakan bangunan yang terjadi tidaklah berarti.

Setelah memperhatikan rekaman kedua gempa bumi tersebut sebagaimana tampak dalam Gambar 6.13) dan 6.14) maka diketahui bahwa dalam satu detik (pada daerah percepatan tanah maksimum atau *strong part*) di gempa Koyna (1967) telah terjadi 18 kali berpotongan dengan sumbu-waktu sedangkan pada gempa El Centro (1940) hanya terjadi 9 kali berpotongan dengan sumbu-waktu. Dengan data seperti itu maka frekuensi gempa Koyna (1967) adalah 0.5 kali frekuensi gempa El Centro (1940). Housner (1971) menyimpulkan bahwa gempa dengan frekuensi yang lebih tinggi akan mengakibatkan simpangan yang lebih kecil daripada gempa dengan frekuensi rendah dengan hubungan,

$$S_D(k,\omega) = \left\{\frac{1}{k}\right\}^2 . S_D(\omega) \qquad 6.11)$$

dengan $S_D(k,\omega)$ dan $S_D(\omega)$ berturut-turut adalah spektral simpangan untuk suatu gempa dan spektral simpangan gempa referensi, dan k adalah rasio jumlah perpotongan aselero-gram dengan sumbu waktu.

Dengan memperhatikan persamaan 6.11)) tersebut maka relatif terhadap El Centro, gempa Koyna mempunyai k = 18/9, sehingga simpangan maksimum akibat gempa Koyna (1971) diperkirakan sebesar $S_D (k,\omega) = (1/2)^2 . S_D(\omega)$, atau hanya 0.25 kali simpangan akibat gempa El Centro (1940). Sebaliknya relatif terhadap gempa Koyna, gempa El Centro mempunyai k = (9/18), sehingga $S_D (k,\omega) = (2)^2 . S_D(\omega)$, atau mencapai 4-kali simpangan akibat gempa Koyna. Kesimpulannya adalah bahwa gempa El Centro secara logis akan mengakibatkan kerusakan yang lebih besar daripada gempa Koyna. Namun demikian konsep ini mempunyai kelemahan, karena yang diperhatikan hanya kandungan frekuensi beban, kedekatannya dengan frekuensi struktur belum diperhitungkan. Kerusakan bangunan akan terjadi apabila struktur dengan frekuensi tinggi digoncang oleh gempa dengan frekuensi tinggi dan sebaliknya.

Makna pengaruh kandungan frekuensi gempa terhadap respon struktur juga di analisis oleh Tso dkk.(1992). Kandungan frekuensi pada gempa bumi dinyatakan dalam rasio antara percepatan tanah maksimum A dengan kecepatan maksimum V sehingga menjadi istilah A/V rasio. Tso dkk.(1992) menyatakan bahwa berdasarkan data yang dikumpulkan suatu gempa yang mempunyai frekuensi tinggi (yaitu gempa bumi yang garis aselerogram tiap detiknya memotong sumbu-waktu dengan jumlah yang banyak) umumnya mempunyai A/V rasio yang relatif besar. Sebaliknya gempa bumi yang kandungan frekuensinya relatif rendah (yaitu gempa bumi yang aselerogram tiap detiknya memotong sumbu-waktu dengan jumlah yang relatif sedikit) umumnya mempunyai kandungan A/V rasio yang relatif kecil. Alasan mengapa hal ini terjadi akan dijelaskan pada bab berikutnya.

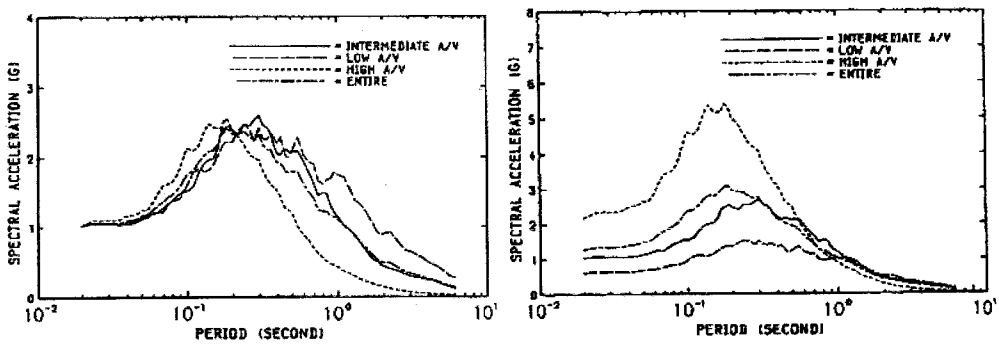
Untuk membahas tentang makna pengaruh kandungan frekuensi gempa terhadap respon struktur maka sejumlah gempa bumi dengan perbedaan nilai A/V. Tiga kelompok

A/V rasio dengan masing-masing 15 data gempa per kelompok dipakai sebagai input/beban gempa. Oleh Tso (1992) parameter A/V ratio suatu gempa digolongkan menjadi :

1. A/V rasio tinggi apabila menpunyai A/V > 1.2 g/m/dt,
2. A/V rasio menengah apabila 1.20 g/m/dt > A/V > 0.80 g/m/dt dan
3. A/V rasio rendah apabila A/V < 0.80 g/m/dt.

Analisis dimulai dengan membuat elastik respon spektra atas suatu struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) dengan rentang periode getar T antara 0.02 sampai 10 detik dan redaman 5 %. Dua metoda analisis dikerjakan yaitu yang pertama percepatan tanah dinormalisasikan sehingga percepatan tanah maksimum semua gempa menjadi A_m = 1 g (Gambar 6.24.a). Analisis yang kedua yaitu dengan memakai aselerogram yang sama tetapi kecepatan maksimum dinormalisasikan menjadi V_m =1 m/dt (Gambar 6.18.b). Nilai spektrum aselerasi untuk setiap kelompok gempa dengan nilai A/V yang berbeda tersebut dirata-rata dan disamping itu juga dihitung rata-rata spektrum percepatan untuk dari semua gempa. Hasil spektrum percepatan tersebut disajikan dalam Gambar 6.24).

Berdasarkan Gambar 6.24.a) dapatlah diketahui bahwa pada periode getar T < 0.2 detik (frekuensi > 5 Hz) nilai spektrum percepatan hampir sama untuk semua kelompok A/V ratio. Hanya gempa dengan frekuensi tinggi memberikan nilai spektrum sedikit lebih tinggi daripada nilai spektrum untuk frekuensi yang lain. Hal ini dapat dimengerti karena baik struktur maupun gempa sama-sama mempunyai frekuensi tinggi (cenderung terjadi resonansi).



a) b)

Gambar 6.24 Spektr. Percep; a) Normalisasi A_m = 1g, b) Normalisasi V_m = 1m/dt

Pada periode getar T > 0.2 detik (frekuensi menengah sampai rendah) maka sprektrum percepatan menjadi lebih bervariasi. Berlawanan dengan yang disebut sebelumnya, pada frekuensi rendah maka spektrum pecepatan yang tertinggi adalah gempa yang mempunyai A/V rasio rendah atau gempa yang mempunyai kandungan frekuensi yang relatif rendah. Hal ini terjadi dengan alasan sama seperti disebut sebelumnya. Pada periode getar T > 0.3 detik, pengaruh kandungan frekuensi gempa terhadap spektrum percepatan menjadi siknifikan. Artinya dengan gempa-gempa yang mempunyai percepatan maksimum sama, maka gempa yang mempunyai kandungan frekuensi dekat dengan frekuensi struktur akan menghasilkan spectrum/energi yang lebih tinggi. Dengan kenyataan seperti ini maka

pengaruh frekuensi gempa menjadi salah satu parameter penting yang akan mempengaruhi respon struktur.

Tso dkk.(1992) menyatakan bahwa sebagaimana sifat rambatan gelombang gempa, percepatan tanah beratenuasi (hubungannya denga ukuran gempa dan jarak episenter, dan hal ini akan dijelaskan kemudian) lebih cepat dibanding percepatan tanah. Oleh karenannya gempa dengan frekuensi tinggi (dekat dengan episenter) cenderung menpunyai A/V tinggi (V rendah) dan gempa dengan frekuensi rendah (jauh dari episenter) cenderung mempunyai A/V ratio rendah (V masih relatif tinggi). Oleh karena itu kalau kecepatan dinormalisasikan menjadi V_m = 1m/dt, percepatan tanah pada gempa dengan frekuensi tinggi akan menjadi sangat tinggi. Akibatnya spektrum gempa frekuensi tinggi menjadi jauh lebih tinggi daripada gempa frekuensi rendah untuk T < 0,7 detik. Untuk T > 0,7 detik spektrum untuk gempa dengan frekuensi tinggi menjadi lebih kecil dibanding dengan spektrum gempa-gempa frekuensi rendah

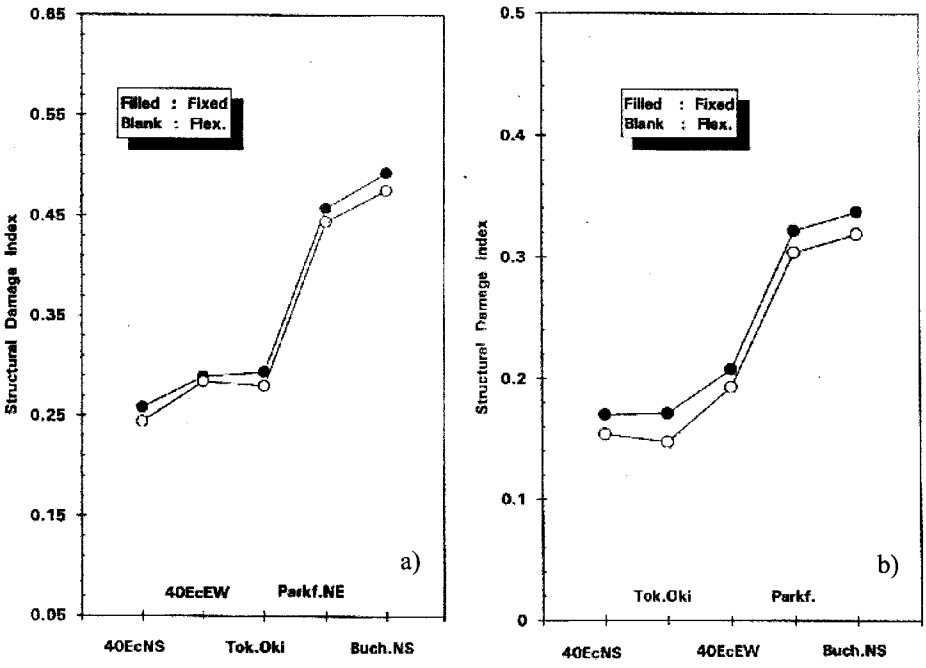
Walaupun secara global sifat-sifat Gambar 6.24.a) dan 6.24.b (gempa denga frekuensi tinggi menghasilkan spektrum tertinggi untuk T kecil atau untuk frekuensi struktur tinggi dan sebaliknya) hampir sama namun penggunaan normalisasi percepatan tanah dan kecepatan tanah akan memberikan suatu spektrum percepatan yang berlainan. Oleh karena itu penggunaan skala gempa harus memperhatikan kaidah-kaidah yang tampak seperti pada gambar tersebut.

Pengaruh kandungan frekuensi gempa terhadap respon struktur juga telah dianalisis oleh Widodo (1995), Car & Widodo (1996). Beberapa gempa dengan perbedaan A/V rasio telah dipakai untuk analisis secara inelastik pada struktur bangunan bertingkat banyak. Bangunan 12 dan 18 tingkat dipakai sebagai model kajian. Dengan demikian bangunan ini mempunyai periode getar yang cukup besar atau mempunyai frekuensi yang relatif rendah. Plot antara indeks kerusakan lawan input gempa untuk bangunan dengaan 12 dan 18-tingkat (*moment resisting frames*) adalah seperti padaa Gambar 6.25), sedangkan identifikasi kadungan frekuensi (kriteria seperti di atas) gempa disajikan di Tabel 6.4).

Tabel 6.4. Kandungan frekuensi menurut A/V ratio

No	Parameter	Gempa					
		El Centro (NS)	El Centro (EW)	Bucharest (NS)	Parkfield (N65E)	Mexico	Kobe (NS)
1	Perc. tnh	0,348 g	0,214 g	0,206 g	0,49 g	0,17 g	0,83 g
2.	Kec. tnh	0,33 m/dt	0,37 m/dt	0,75 m/dt	0,78 m/dt	0,99 g	0,748
3.	A/V ratio	1,054	0,578	0,275	0,628	0,263	0,902
4.	Frekuensi	medium	rendah	rendah	rendah	rendah	medium

Berdasarkan pada Tabel 6.4) dan Gambar 6.25) tersebut dapatlah diketahui bahwa walaupun percepatan tanah maksimum gempa Bucharest (1977) hanya 0.206 g dan jauh lebih lebih kecil daripada percepatan tanah maksimum gempa El Centro (1940) sebesar 0.33 g namun demikian gempa Bucharest menimbulkan indeks kerusakan yang lebih besar daripada gempa El Centro. Hal yang sama juga terjadi antara gempa El Centro (EW) dengan gempa El Centro (NS). Hal ini terjadi karena gempa Bucharest (1977) dan gempa El Centro (EW) termasuk kategori gempa dengan frekuensi rendah. Pada Gambar 6.20 tersebut juga tampak bahwa gempa Parkfield (1966) mengakibatkan indeks kerusakan yang amat besar. Apabaila Tabel 6.4) diperhatikan, ternyata gempa Parkfield juga tergolong gempa dengan frekuensi rendah. Hal yang sama juga terjadi pada gempa Mexico (1985).



Gambar 6.25 Indeks kerusakan Struktur 12 dan 18 tingkat (Widodo,1995)

Dari bahasan di atas tampak jelas bahwa gempa-gempa dengan kandungan frekuensi rendah cenderung mengakibatkan kerusakan besar pada bangunan bertingkat bayak (fleksibel/frekuensi rendah), sebagaimana ditunjukkan oleh indeks kerusakan yang terjadi. Hal tersebut diatas terjadi karena gempa dengan frekuensi relatif rendah membebani struktur yang mempunyai frekuensi yang rendah juga. Kesamaan atau kedekatan frekuensi antara frekuensi beban dan frekuensi struktur akan cenderung mengakibatkan resonansi yang akan mengakibatkan respon struktur menjadi sangat besar.

6.6. 5 *Intensities Groups*

Kelompok ini bukan lagi *single-value* karena paremeter ini telah memperhitungkan 2-komponen yaitu percepatan tanah $\ddot{y}_t$ dan durasi gempa t_d sekaligus. Pada kelompok ini terdapat beberapa jenis *parameter* yang secara umum merupakan hasil dari integrasi percetaman tanah akibat gempa. Parameter2 yang dimaksud adalah *Arias Intensity* (I_A), *spectrum intensity* I_H, *earthquake power* (P_E) dan *root-mean-square acceleration* (RMS_A).

a. Arias Intensity I_A

Secara matematis, *Arias Intensity* (I_A) dinyatakan oleh Arias (1970) dalam bentuk,

$$I_A = \frac{\pi}{2.g} \int_0^{t_d} \ddot{y}^2(t)\, dt \qquad 6.12)$$

yangmana g adalah percepatan gravitasi, t_d adalah durasi total gempa

Dimensi dari *Arias Intensity* (I_A) adalah,

$$I_A = \frac{\pi}{2.g}\int_0^{t_d} \ddot{y}^2(t)\,dt = L^{-1}.T^2.L^2.T^{-4}.T = L.T^{-1}\ \left(misal\ \frac{cm}{dt}\right) \qquad 6.13)$$

Tidak seperti *single* parameter yaitu pada *peak values*, spektrum respon dan durasi gempa seperti dijelaskan sebelumnya, *Arias intensity* I_A seperti pada pers. 6.12) telah memakai 2-variabel yaitu percepatan dan durasi gempa sekaligus. Parameter ini diharapkan mempunyai tingkat akurasi yang lebih baik dalam rangka menentukan *damage potential* suatu gempa. Apabila dimensi pers. 6.12) dan pers. 6.13) diperhatikan, maka dapatlah disimpulkan bahwa dimensi *Arias Intensity* (I_A) adalah akar dari dimensi energi total per unit massa. Oleh karena itu *Arias Intensity* (I_A) juga dapat didefinisikan sebagai jumlah dari akar energi total per unit massa dari goyangan struktur linier SDOF satu frekuensi di akhir beban gempa.

b. Housner Intensity, I_H

Housner intensity I_H adalah suatu luas bidang antara sumbu x (periode getar struktur) dengan *spectrum velocity* (SV) untuk periode struktur T = 0,1 dt sampaui dengan T = 2,5 detik. Konsep ini juga sudah memekai 2-variabel *yaitu spectrum velocity SV* dan periode T (waktu). Konsep ini disampaikan oleh Housner (1959) dan secara matematis dinyatakan dalam bentuk,

$$I_H = \int_{T=0,1}^{T=2,5} SV(\xi,T)\,dt \qquad 6.14)$$

dimensi *Housner intensity* I_H adalah,

$$I_H = \int_{T=0,1}^{T=2,5} SV(\xi,T)\,dt = L.T^{-1}.T = L\ (misal\,cm) \qquad 6.15)$$

c. Earthquake Power, P_E

Earthquake power P_E adalah parameter yang juga disampaikan oleh Housner (1975) yang dinyatakan dalam bentuk,

$$P_E = \frac{F_i^{\,2}}{t_e} = \frac{1}{t_{0.95} - t_{0.05}} \int_{t=0,05}^{t=0,95} \ddot{y}_t^{\,2}\,dt \qquad 6.16)$$

yangmana $t_e = t_{0,95} - t_{0,05}$ adalah durasi efektif mulai dari 5 % sampai 95 % dari nilai integral, mirip durasi efektif yang diajukan oleh Trifunac dan Brady (1975), F_i^2 adalah kwadrat dari gaya efektif gempa.

Earthquake power P_E ini juga disebut *mean-square acceleration* pada durasi antara $t_{0,05}$ sampai $t_{0,95}$. Dimensi *earthquake power* adalah,

$$P_E = \frac{1}{t_{0.95} - t_{0.05}} \int_{t=0,05}^{t=0,95} \ddot{y}_t^{\,2}\,dt = T^{-1}.L^2.T^{-4}.T = L^2.T^{-4}\ \left(misal\ \frac{cm^2}{dt^4}\right) \qquad 6.17)$$

Dimensi pers.6.17) pada hakekatnya adalah kwadrat dari dimensi percepatan tanah. Oleh karena itu earthquake power P_E pada dasarnya adalah *the mean-square acceleration*

pada batas $t_{0,05} - t_{0,95}$. Uang dan Bertero (1988) mengatakan bahwa nilai integral pada pers. 6.16) pada hakekatnya mirip/berhubungan *dengan Arias intensity, I_A* .

d. Root-Mean Square (RMS)

RMS_A suatu parameter yang dinyatakan oleh akar dari *earthquake power*, P_E, sehingga,

$$RMS_a = \sqrt{P_E} = \left[\frac{1}{t_{0,95} - t_{0,05}} \int \ddot{y}_t^{\,2}\, dt \right]^{\frac{1}{2}} \qquad 6.18)$$

dengan demikian dimensi RMS_A adalah sama dengan dimensi percepatan tanah.

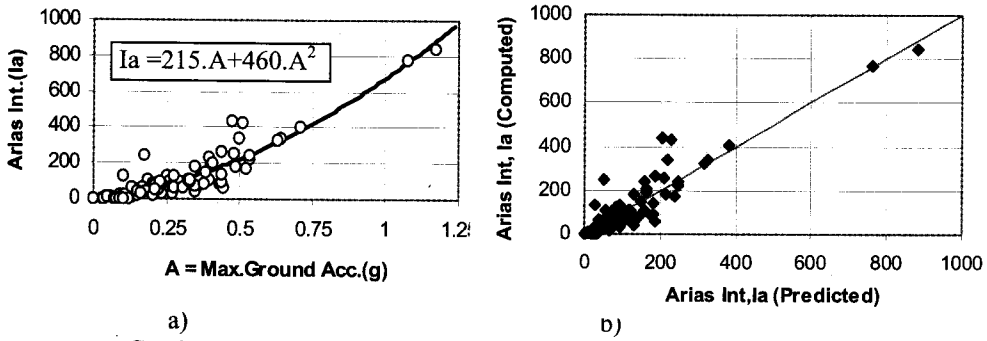
Kompilasi hasil dari beberapa penelitian, misalnya oleh Uang dan Bertero (1988), Uang dan Bertero (1990) dan Sucuoglu dan Nurtug (1995) tentang percepatan tanah maksimum, durasi total gempa t_d, durasi efektif t_e dan *Arias intensity* I_A adalah seperti tampak pada Tabel 6.5).

Tampak pada Tabel 6.5), bahwa semakin besar percepatan tanah dan durasi gempa (paling tidak salah satu) maka nilai *Arias Intensity* I_A, cenderung semakin besar. Sementara itu nilai Housner intensity I_H akan bergantung pada nilai *sprectrum velocity* (SV). Gempa yang mempunyai kandungan frekuensi rendah seperti gempa Mexico (1985) dan Parkfield (1966) cenderung mempunyai kandungan frekuensi rendah. Oleh karena itu kedua gempa tersebut mempunyai nilai I_H yang tinggi.

Tabel 6.5 Durasi Total, Efektif dan Arias dan Housner Intensity

No	Parameter	Gempa				
		EL Centro (1940)	Parkfield (1966)	Mexico (1985)	Chile (1985)	BuchNS (1977)
1.	Max. Accel.	0,33 g	0,49 g	0,17 g	0,71 g	0,20 g
2.	Durasi total, t_d (dt)	31,98	43,64	180,0	116,37	16,17
3.	Durasi efektif, t_e (dt)	24,11	6,97	38,93	28,12	7,48
4.	Arias Int. ,I_A (cm/dt)	179,76	181,16	244,71	1524,78	81,65
5.	Housner Int ,I_H (cm)	148,49	255,08	291,06	255,07	243,89
6.	Korban manusia	-	-	> 9500	177	1650
7.	Kerusakan Bang.	-	-	1132		

Tabel 6.5) menunjukkan bahwa apabila ditinjau dari nilai *Housner Intensity* I_H, maka gempa Mexico adalah gempa yang mengakibatkan kerusakan paling besar, kemudian menyusul gempa Parkfiled dan Bucharest. Sementara itu, apabila dipandang dari nilai *Arias intensity*, maka gempa Chile adalah yang paling merusakkan, kemudian menyusul gempa Mexico dan Parkfield . Apabila korban manusia dapat dipakai sebagai indikator kerusakan bangunan, maka gempa Mexico adalah gempa yang paling merusakkan dan gempa Bucharest baru menyusul kemudian. Apabila diperhatikan kedua gempa tersebut merupakan gempa-gempa dengan frekuensi rendah. Walaupun parameter-parameter tersebut tidak selalu tepat pada setiap kejadian gempa, namun sudah ada yang mendekati kebenaran. Plot antara percepatan tanah dengan Arias intensity adalah di Gambar 6.26).



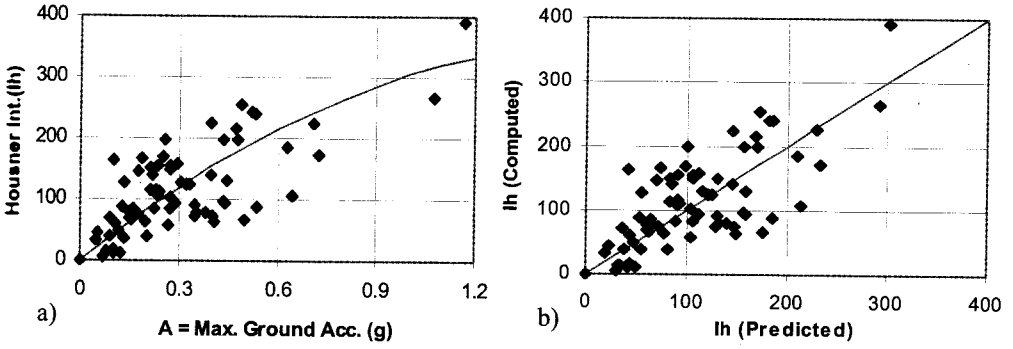
Gambar 6.26 Hubungan antara perc. tanah maksimum dengan *Ia*

Socuoglu dan Nurtug (1995) mengadakan penelitian tentang karakteristik gempa yang berdasar pada 94 data gempa mulai th. 1940 sampai th. 1993. Paramater yang ditinjau meliputi percepatan tanah maksimum, durasi total t_d, durasi efektif t_e, *Arias intensity* I_A, *Housner Intersity* I_H dan *distructiveness potential factor* P_D. Sebagai contoh, hubungan antara percepatan tanah maksimum dengan *Arias intensity* I_A dari penelitian tersebut adalah seperti yang tampak pada Gambar 6.26.a) yang dapat dinyatakan dalam,

$$I_A = 215.A + 460.A^2 \qquad 6.19)$$

yangmana Ia adalah *Arias intensity* dan A adalah percepatan tanah maksimum dalam gravitasi bumi (g).

Arias Intensity I_A pada persamaan 6.19) merupakan *predicted value*, dan hubungannya dengan hasil hitunga (compted varlue) adalah seperti yang tampak pada Gambar 6.26.b). Tampak pada gambar bahwa nilai *Arias Intensity* menurut persamaan 6.19) cukup baik untuk memprediksi hasil hitungan. Antara percepatan tanah maksimum akibat gempa A dengan *Housner intensity,* I_h juga dapat dihubungkan yang hasilnya adalah seperti tampak pada Gambar 6.27).



Gambar 6.27 Hubungan antara percepatan tanah maksimum A dengan I_h

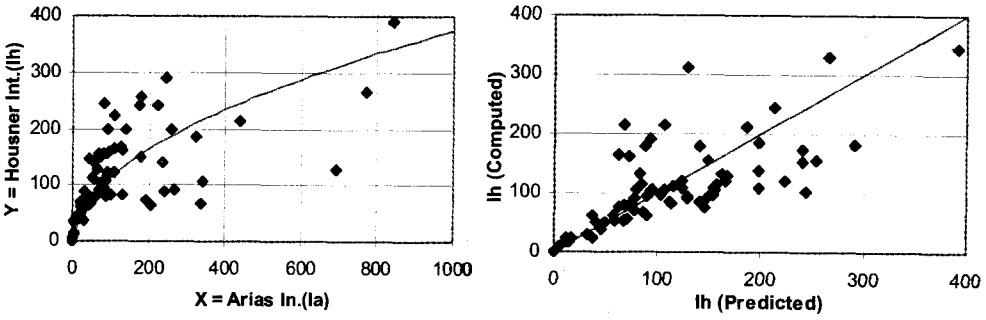
Tampak pada Gambar 6.27.a) bahwa antara percepatan tanah maksimum A, dengan *Housner intensity Ih*, dapat dihubungkan menurut fungsi tertentu. Walaupun hubungan tersebut tampak agak menyebar, namun demikian kecenderungan hubungan dapat diambil.

Dengan mengambil batas percepatan tanah maksimum seperti tampak pada gambar, maka nilai *Housner intensity* I_h dapat diprediksi melalui hubungan,

$$I_h = 435.A - 130.A^2 \qquad 6.20)$$

Sedangkan Gambar 6.27.b) adalah hubungan antara *predicted value dengan computed value* atas *Housner intensity* I_h. Tampak bahwa apabila *predicted value* sama dengan *computed value*, maka semua data akan terletak pada garis-linier. Walaupun tidak demikian, tetapi pers. 6.20) dapat dipakai untuk memprediksi *Housner Intensity,* I_h apabila percepatan tanah maksimum A diketahui.

Sementara itu antara *Arias intensity* Ia dengan Housner intensity I_h selain dapat dihubungkan dengan persamaan 6.19) dan persamaan 6.20), antara keduanya juga adapat dihubungkan secara langsung. Hubungan tersebut adalah seperti yang tampak pada Gambar 6.28).



a) b)

Gambar 6.28 Hubungan antara I_a dengan I_h

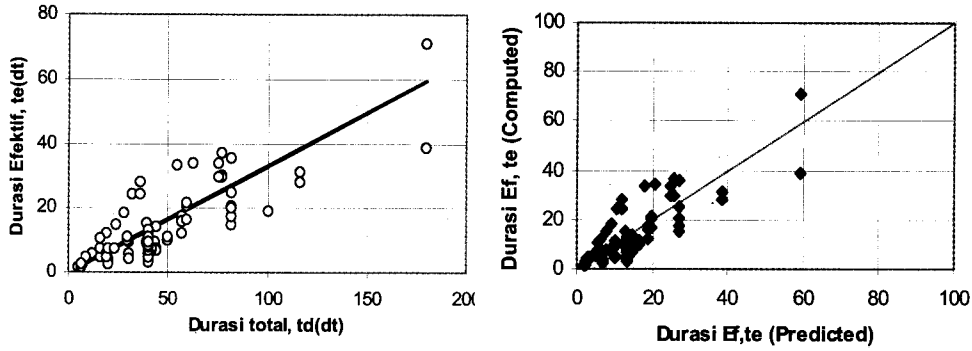
Hubungan antara I_a dengan I_h, seperti yang tampak pada Gambar 6.28.a) secara matematis dapat dinyatakan dalam,

$$I_h = 10{,}702.I_a^{\,0{,}515} \qquad 6.21)$$

Sedangkan Gambar 6.28.b) disajikan hubungan antara *Housner Intensity,* I_h prediksi menurut persamaan 6.21) dengan nilai hasil hitungan. Tampak bahwa untuk nilai *Housner intensity,* $I_h < 100$, pers. 6.21) dapat memprediksi secara baik. Selanjutnya apabila dipakai hubungan linier (walaupun agak kasar), maka antara durasi efektif t_e dan durasi total gempa t_d dari penelitian yang sama dapat dinyatakan dalam,

$$t_e \approx 0{,}33.t_d \qquad 6.22)$$

Plot antara durasi efektif t_e dan durasi total t_d disajikan pada Gambar 6.29.a). Tampak pada gambar bahwa hubungan antara keduanya cenderung linier walaupun sedikit menyebar. Sedangkan Gambar 6.29.b) adalah plot antara *predicted* t_e melalui persamaan 6.22) dengan *computed* t_e berdasarkan data hasil penelitian. Walaupun hubungan antara keduanya tidak linier benar, namun dengan persamaan 6.22) sudah dapat dipakai untuk mengestimasi durasi efektif t_e suatu gempa.



a) b)

Gambar 6.29. Durasi Total dan Durasi Efektif

Uang dan Bertero (1988) mengatakan bahwa gempa yang mempunyai dutasi efektif t_e yang singkat dan bersifat impulsif (percepatan besar dan berganti-ganti tanda), cenderung akan mempunyai *earthquake power PE* dan RMS_A yang tinggi.

6.6.6 *Distructiveness Potential Factor* P_D

Parameter-parameter gerakan tanah seperti yang dibahas didepan ada yang hanya memperhitungkan 1-komponen/variabel maupun 2-variabel. Hasil dari beberapa penelitian menunjukkan bahwa parameter gerakan tanah yang diajukan masih belum konsisten terhadap kerusakan bangunan untuk beberapa keadaan. Variabel-variabel yang diperhitungkan semuanya masih terbatas pada rekaman percepatan tanah. Hal tersebut memicu penelitian lebih lanjut untuk mengajukan alternatif parameter gerakan tanah yanag baru yang lebih konsisten.

Araya dan Saragoni (1985) dalam Uang dan Bertero (1998) dan Sucuoglu dan Nurtug 1995) mengajukan parameter gerakan tanah yang baru yang disebut *destructiveness potential factor* P_D. Secara matematis parameter tersebut dinyatakan dalam,

$$P_D = \frac{I_A}{v^2_o} \qquad 6.23)$$

yangmana I_A adalah *Arias intensity* dan v_o adalah rata-rata jumlah perpotongan acelerasi tanah dengan waktu (*zero ecceleration*) di daerah *strong part* setiap detik.

Apabila persamaan 6.23) diperhatikan maka parameter P_D telah mengkombinasikan 2-variabel, yaitu percepatan tanah maksimum dan durasi gempa (pada I_A) dan kandungan frekuensi gempa yang dinyatakan oleh v_o. Perlu diketahui bahwa semakin besar nilai v_o maka semakin tinggi frekuensi gempa dan sebaliknya.

Verifikasi terhadap parameter ini telah dilakukan oleh beberapa peneliti yaitu Uang dan Bertero(1988) dan Sucuoglu dan Nurtug (1995). Verifikasi hubungan antara parameter P_D dengan kerusakan yang terjadi dibeberapa gempa disajikan pada Tabel 6.6. Berdasarkan nilai *destructiveness potential factor* P_D di Tabel 6.6) tampak bahwa gempa Mexico (1985) adalah gempa yang paling merusakkan sebagaimana ditunjukkan oleh nilai P_D kemudian disusul oleh gempa Chile (1985). Gempa Chile, walaupun mempunyai nilai *Arias intensity* I_A yang jauh lebih besar daripada gempa Mexico, tetapi nilai P_D gempa Chile jauh lebih kecil daripada gempa Mexico. Hal ini terjadi karena gempa Chile mempunyai kandungan frekuensi tinggi (nilai v_o cukup besar).

Tabel 6.6 *Destructiveness Potential Factor* P_D

No	Parameter	Gempa					
		EL Centro (NS)	Chile N10E	Bucharest (NS)	Parkfield (N65E)	Mexico N90W	Koyna (L)
1	Perc. tanah	0,348 g	0,712 g	0,206 g	0,49 g	0,17 g	0,64 g
2.	Arias Int I_A	179,76	1524,08	81,65	181,16	244,71	340,81
3.	v_o	7,375	9,711	3,348	4,171	2,959	22,987
4.	P_D	3,305	16,16	7,29	10,41	27,94	0,645
5.	$T = 1/(v_o/2)$	0,271 dt	0,206 dt	0,597 dt	0,479 dt	0,676 dt	0,087 dt
6.	$F = 1/T$	3,69 cps	4,85 cps	1,67 cps	2,08 cps	1,48 cps	11,5 cps
7.	Frekuensi*	medium	tinggi	rendah	rendah	rendah	tinggi

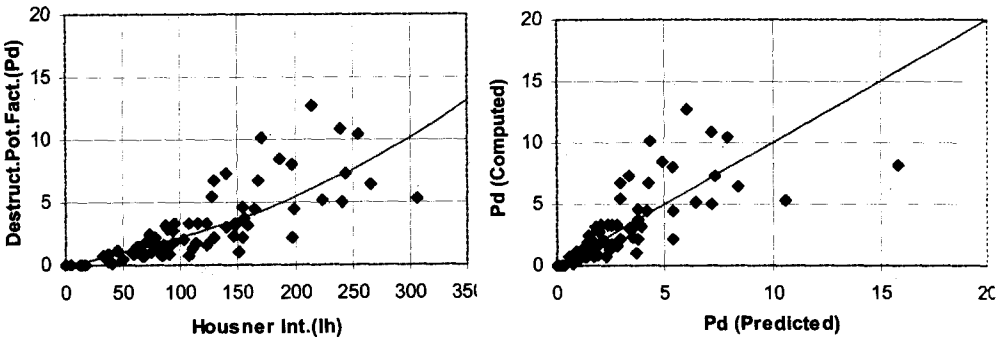
Catatan : *) berdasarkan A/V ratio

Nilai-nilai P_D gempa Mexico dan Chile relatif besar padahal antara keduanya mempunyai kandungan frekuensi yang berlawanan (gempa Mexico mempunyai kandungan frekuensi rendah sedang gempa Chile termasuk frekuensi tinggi). Mengapa hal ini dapat berbeda karena kerusakan bangunan akan bergantung pada kedekatan antara frekuensi gempa dengan frekuensi struktur. Gempa Koyna, walaupun mempunyai percepatan tanah maksimum dan *Arias Intensity* I_A yang tinggi, tetapi nilai *destructiveness potential factor* P_D sangat kecil, dan pada kenyataanya kerusakan bangunan akibat gempa Koyna memang sangat kecil. Walaupun parameter ini sudah lebih baik daripada parameter-paremeter sebelumnya, tetapi masih ada saja pengecualiannya seperti pada gempa Parkfield (1966).

Sekali lagi berdasarkan hasil penelitian Socuoglu dan Nurtug (1995), maka antara *Housner intensity* I_h dengan P_D dapat dibuat hubungan, yaitu seperti yang tampak pada Gambar 6.30). Plot antara *Housner Intensity* I_h dengan *disatructiveness potential factor* P_D tersebut misalnya dinyatakan dalam,

$$P_D = 0.0242.I_h + 0.0000382.I_h^2 \qquad 6.24)$$

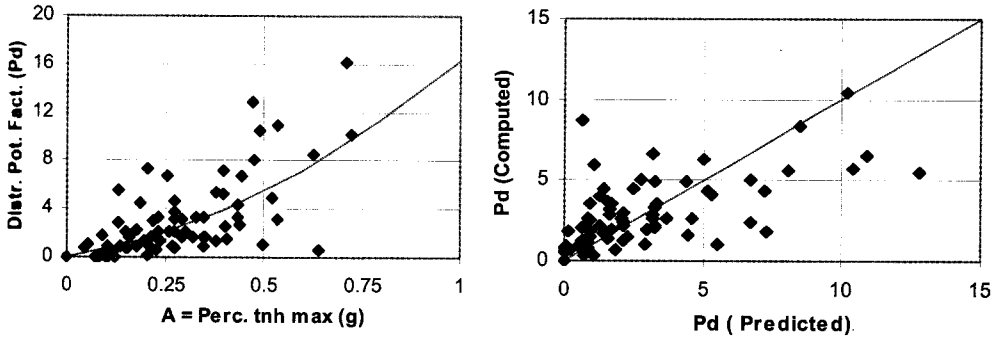
Gambar 6.30) menunjukkan bahwa walaupun hubungan antara I_h dengan P_D cenderung agak menyebar, namun demikian kecenderungan hubungan tersebut tampak jelas.



a) b)

Gambar 6.30 Hubungan antara I_h dengan P_D

Senada dengan hubungan-hubungan sebelumnya, prediksi nilai P_D seperti yang tampak pada Gambar 6.31.b) hanya relatif akurat pada gempa-gempa yang relatif kecil (nilai P_D relatif kecil). Percepatan tanah maksimum sering dipakai sebagai indikator kekuatan gempa yang menimbulkan kerusakan struktur. Apabila antara percepatan tanah maksimum A, dengan *destructiveness potential factor* P_D dibuat suatu hubungan maka hasilnya adalah seperti pada Gambar 6.31).



a) b)

Gambar 6.31 Hubungan antara perc. tanah maks A dengan P_D

Tampak pada Gambar 6.31.a) bahwa antara A dengan P_D mempunyai hubungan yang relatif menyebar, walaupun kecederungan hubungan juga agak jelas terlihat. Hubungan tersebut dinyatakan dalam,

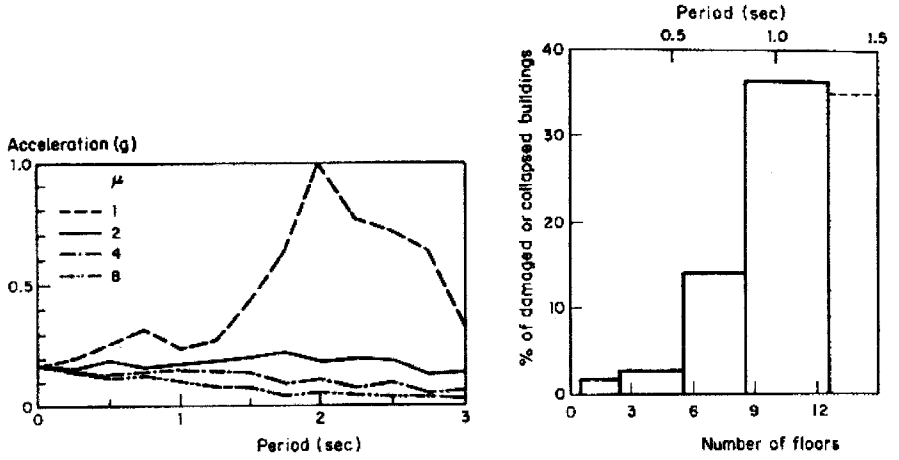
$$P_D = 6.55.A + 10.76.A^2 \qquad 6.25)$$

Mengingat hubungan tersebut tidak begitu kuat, maka prediksi nilai P_D menurut pers. 6.25) juga relatif agak menyebar seperti yang tampak pada Gambar 6.31.b).

6.6.7 *Seismic Damage Capacity (I_d)*

Semua indikator/parameter gempa bumi yang merusakkan bangunan sebagaimana disampaikan sebelumnya baru terbatas pada besaran yang berasal dari karakteristik gempa itu sendiri. Karakteristik yang dimaksud meliputi kategori *single parameter* seperti percepatan, kecepatan dan simpangan tanah, durasi gempa dan kandungan frekuensi gempa, *double parameter* seperti *intensities groups* (*Arias intensity* I_a, *Housner intensity* I_h) dan *triple parameter* seperti *destructiveness potential factor* P_D.

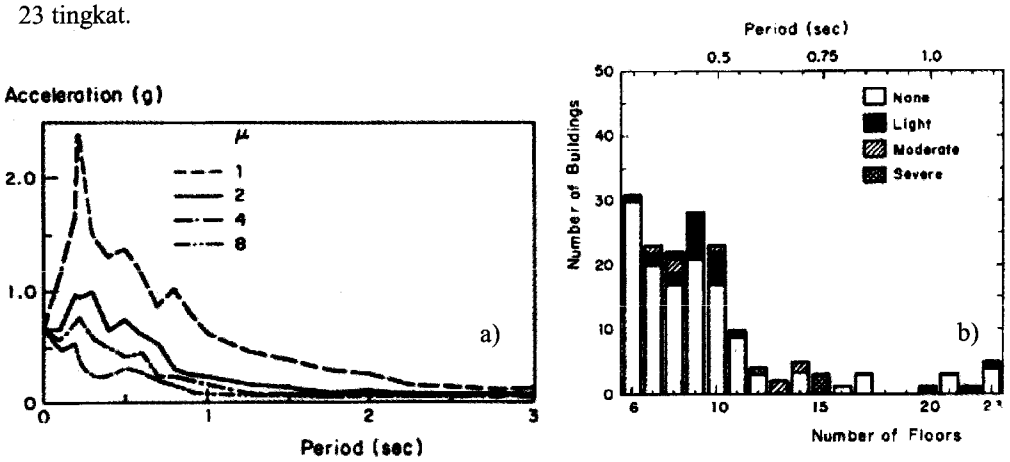
Adalah Rodriguez (1994) yang menyadari hal itu, bahwa parameter atas bangunan yang rusak belum diperhitungkan dalam menentukan daya rusak suatu gempa terhadap bangunan. Berdasar pada kenyataan tersebut Roddriguez (1994) mengadakan penelitian tentang daya rusak suatu gempa yang nantinya disebut sebagai *seismic damage capacity* I_d. Penelitian dimulai dari evaluasi terhadap kerusakan akibat tiga gempa yaitu gempa El Centro (1940), gempa Chile (1985) dan gempa Mexico (1985). Percepatan tanah maksimum, durasi, kandungan frekuensi, *Arias intensity* I_a, *Housner intensity* I_h, dan *destructiveness potentian factor* P_D dari ke-tiga gempa tersebut telah disampaikan sebelumnya.



Gambar 6.32 Spektrum gempa Mexico (1985) dan Statistik Kerusakan (Rodriguez,1994)

Sebagaimana analogi umum, Rodriguez (1994) memakai asumsi kasar bahwa periode getar struktur adalah N/10, yangmana N adalah jumlah tingkat. Mengingat puncak spektrum gempa Mexico (1985) sebagaimana yang tampak pada Gambar 6.32.a) adalah sekitar 2 detik, maka dengan memakai prinsip resonansi mestinya kerusakan bangunan akan terjadi pada bangunan sekitar 20-tingkat. Namun demikian statistik kerusakan bangunan seperti yang tampak pada Gambar 6.32.b) kerusakan bangunan banyak terjadi sekitar 12-tingkat. Rodriguez (1994) menyimpulkan bahwa parameter sprektrum respon untuk menyatakan daya rusak suatu gempa masih kurang akurat.

Hal yang senada juga dijumpai pada kerusakan bangunan pada gempa Chile (1985) seperti yang tercantum pada Gambar 6.33). Spektrum gempa Chile (1985) adalah seperti pada Gambar 6.33.a). Dengan memakai analogi yang sama seperti di atas maka kerusakan bangunan semestinya akan terjadi pada bangunan sekitar 3-tingkat (puncak spektrum kira-kira 0,3 detik). Namun demikian kurusakan bangunan yang terjadi menyebar mulai dari 6-23 tingkat.



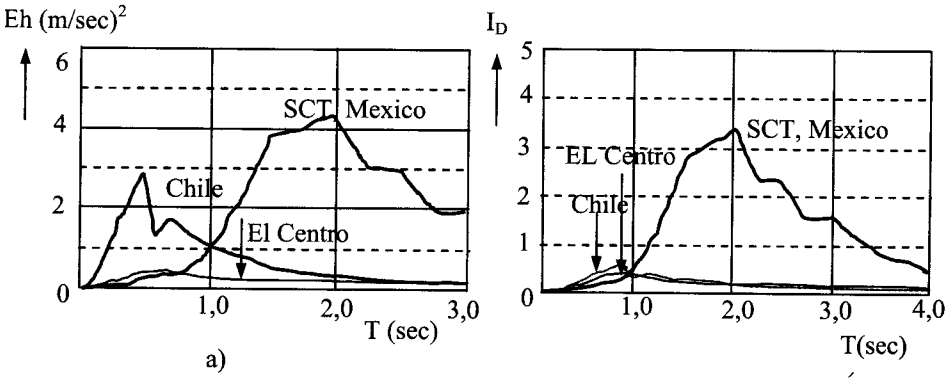
Gambar 6.33 Spetrum gempa Chile (1985) dan Statistik kerusakan (Rodiguez, 1994)

Berdasar atas fakta-fakta tersebut maka Rodriguez (1994) mengajukan alternatif baru tentang daya rusak suatu gempa yang disebut *seismic damage capacity* I_D. Secara konseptual I_D merupakan normalisasi antara *hysteretic energy demand* akibat gempa dengan *total hysteretic energy capacity* ekivalen SDOF. Setelah melalui formulasi matematik dengan beberapa asumsi, maka seismic damage capacity ID dinyatakan dalam,

$$I_D = \frac{\gamma^2 . E_H}{(\alpha . D_{rd})^2} \qquad 6.26)$$

yangmana γ adalah nilai tranformasi dari MDOF ke ekivalen SDOF, E_H adalah hysteretic *energy demand per unit mass* pada struktur SDOF, α adalah suatu koefisien dan D_{rd} adalah *drift ratio*.

Salah satu referensi Rodriguez (1994) mengatakan bahwa untuk struktur portal 5 – 20 tingkat, nilai γ relatif bervariasi yaitu γ = 1,36 – 1.46 dan dari referensi yang lain nilai γ = 1.2 – 1,30. Rodriguez (1994) mengambil nilai γ = 1,5 sebagai suatu nilai yang konservatif dan untuk struktur bangunan dengan dinding geser nilai γ = 1,60 dapat dipakai. Nilai α juga bervariasi, untuk struktur portal dan struktur portal dengan dinding geser berturut-turut nilai α = 10 dan α = 20 sering dipakai. Sedangkan nilai *drift ratio*, D_{rd} pada penelitian tersebut diambil nilai D_{rd} = 0.01 (1 %).



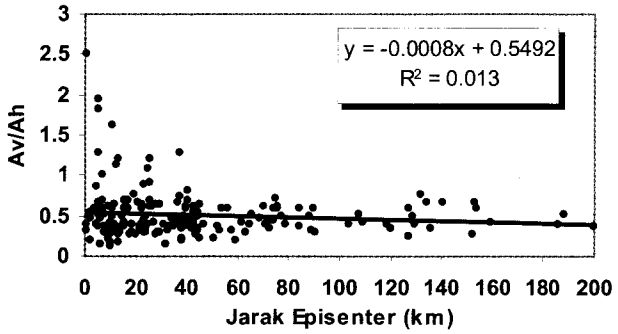
Gambar 6.34 *Hysteretic Energy Demand* dan *Seismic Damage Capacity*, I_D

Sebagai ilustrasi atas usulan tentang *seismic damage capacity* I_D tersebut maka Gambar 6.34.a) adalah spectrum *hysteretic energy demand* per *unit mass* dari gempa Chile (1985), El Centro (1940) dan gempa Maxico (1985). Tampak pada gambar tersebut bahwa *hysteretic energy demand* gempa Mexico (1985) jauh lebih besar daripada gempa Chile 1985) dan gempa El Centro (1940), walaupun percepatan tanahnya jauh lebih kecil (lihat tabel depan). Dengan menggunakan persamaan 6.26) maka spektrum dari *seismic energy capacity*, I_D adalah seperti pada Gambar 6.34.b). Tampak bahwa nilai I_D gempa mexico 1985) jauh lebih besar daripada gempa Chile (1985) dan gempa El Centro (1940). Hal ini berarti bahwa gempa Mexico (1985) adalah gempa yang mempunyai daya rusak terbesar dan juh lebih besar diantara gempa-gempa tersebut. Daya rusak gempa merupakan fungsi dari periode getar struktur (*period*) T. Masing-masing gempa akan mengakibatkan kerusakan paling hebat pada periode getar tertentu. Spektrum *seismic energy capacity* I_D seperti Gambar 6.34.b) adalah kelebihan dari daya rusak gempa dibanding dengan parameter-parameter daya rusak gempa sebelumnya.

6.7. Efek Gempa Vertikal.

Semua bahasan yang telah dibicarakan sebelumnya semuanya berasosiasi pada efek gempa horisontal terhadap bangunan. Hal seperti ini akan sepenuhnya benar apabila situs dimana bangunan berada berjarak jauh dari sumber gempa. Pada jarak yang jauh gerakan tanah lebih banyak didominasi oleh gerakan harisontal, gerakan vertikal sudah relatif kecil sehingga kebanyakan analisis mengabaikan efek gempa vertikal. Hwang (1977) mengumpulkan data rasio antara percepatan gempa vertikan terhadap percepatan horisontal yang hasilnya disajikan pada Gambar 6.35).

Pada gambar tersebut tampak bahwa semakin dekat dengan episenter, khususnya pada gempa *near field* rasio tersebut semakin besar, bahkan beberapa melebihi percepatan gempa horisontal. Hal seperti ini akan manjadi persoalan penting pada bangunan-bangunan bentang panjang yang lokasinya dekat dengan episenter.



Gambar 6.35. Plot rasio percepatan vertikal terhadap horisontal (Hwang, 1977)

Para peneliti (Hwang, 1977; Shrestha, 2009) mengatakan bahwa rasio antara percepatan vertikal terhadap horisontal berkisar antara ½ - 2/3 dan dapat diambil 2/3 untuk jarak episenter R > 25 km dan nilai ≥ 1 untuk R ± 5 km. Shrestha (2009) menyajikan fakta bahwa puncak spektrum gempa vertikal El Centro, 1940 berada pada T = 0,05-0,15 dt suatu wilayah yang berarti untuk bangunan 1-2 tingkat tetapi tidak untuk bangunan bertingkat banyak. Disamping itu puncak percapatan gempa vertikal 1-dt lebih cepat daripada puncak percepatan gempa horisontal (*time-lag*). Elnashai and Collier (2001) dalam Shrestha (2009) menyimpulkan bahwa *time-lag* tersebut menjadi bertambah besar pada jarak yang semakin jauh. Adanya *time-lag* ini mengurangi efek percepatan gempa vertikal terhadap respons struktur bangunan. Namun demikian hasil yang telah disampaikan oleh para peneliti menunjukkan bahwa gempa vertikal telah memperbesar/*amplify* gaya aksial kolom, momen lentur, gaya geser dan deformasi plastis. Gaya aksial yang meningkat tajam adalah pada kolom-kolom tingkat atas, tetapi gaya aksial kolom tingkat bawah dapat mencapai 40 % lebih besar daripada gaya aksial akibat gempa horisontal.

Bab VII
Efek Kondisi Tanah Setempat (*Local Site Effects*)

7.1 Pendahuluan

Pada kejadian gempa di masa-masa yang lalu, kerusakan struktur tanah dan bangunan kadang-kadang tidak reguler seperti yang diperkirakan. Ada daerah-daerah tertentu yang tingkat kerusakannya di atas kewajaran. Hal ini tentu saja menarik perhatian bagi para peneliti, mengapa hal seperti ini terjadi. Cukup lama para peneliti untuk dapat memahami gejala alam tersebut, yang akhirnya diketahui bahwa ketidak wajaran tingkat kerusakan tersebut adalah sebagai akibat dari adanya pengaruh kondisi tanah setempat atau *site effects*.

Kondisi tanah setempat yang dimaksud adalah kondisi tanah dibawah suatu bangunan, atau kondisi tanah dimana kerusakan struktur tanah permukaan terjadi atau kondisi tanah dimana alat pencatat gempa diletakkan. Efek kondisi tanah menjadi penting untuk dibahas karena kerusakan bangunan, kerusakan struktur tanah dan hasil rekaman gerakan tanah akibat gempa di suatu tempat tidak reguler seperti tempat-tempat yang lain. Kini setelah para peneliti melakukan penelitian, ternyata banyak hal perlu diketahui yang ada hubungannnya dengan efek kondisi tanah setempat.

Seed (1982) telah mendiskusikan secara rinci hubungan antara kerusakan bangunan yang dinyatakan dari banyaknya tingkat (mengarah ke periode getar fundamental T bangunan) dengan kedalaman tanah endapan (yang juga mengarah pada periode getar fundamantal lapisan tanah). Berdasarkan studi tersebut ternyata bahwa amplifikasi akibat kedekatan kandungan frekuensi antara frekuensi bangunan dan frekuensi getaran yang ditunjukkan oleh kondisi media tanah menjadi faktor signifikan tingkat kerusakan bangunan. Hal yang senada juga disampaikan oleh Priestley dkk (1996) dengan mengambil contoh kerusakan bangunan akibat gempa Caracas (1967), gempa Mexico (1957, 1987) dan gempa Kalamata (1986). Kerusakan bangunan pada gempa-gempa tersebut secara siknifikan dipengaruhi oleh kondisi tanah dibawah bangunan yang relatif berbeda.

Berdasarkan atas kejadian-kejadian tersebut maka para ahli menyimpulkan bahwa efek kondisi tanah setempat akibat gempa sangat penting untuk dibahas secara khusus. Hal tersebut terjadi karena ternyata apabila terjadi getaran tanah akibat gempa maka kondisi tanah akan mempengarhui respons bangunan di atasnya atau akan mempengaruhi rekaman gerakan tanah akibat gempa. Para ahli menyimpulkan bahwa efek kondisi tanah secara luas dapat dikategorikan menjadi 3-bagian utama yaitu : 1) kondisi fisik tanah; 2) efek basin endapan dan 3) efek kondisi topografi permukaan tanah. Kondisi fisik tanah dapat terdiri atas dimensi (kedalaman, panjang dan lebar tanah endapan), konfigurasi tanah endapan (banyak, tebal dan orientasi lapisan tanah endapan) serta jenis (tanah batu, pasir, lempung, tanah campuran) dan properti tanah (kohesi, indeks plastilitas, sudut gesek alam, berat volum, angka pori).

Selain kerusakan bangunan, kerusakan permukaan tanah juga akan bergantung pada jenis atau kondisi dari tanah yanag bersangkutan. Kerusakan permukaan tanah akibat gempa Kobe

(1985) misalnya mulai dari penurunan permukaan tanah (*settlement*), muka tanah yang pecah-pecah (*surface breaking*) , lereng yang longsor dan likuifaksi (hilangnya kemampuan daya dukung tanah karena hilangnya *inter-granuler stress*). Kerusakan struktur tanah pada gempa Kobe (1995) tersebut ternyata membuat kerusakan struktur/disfungsinya struktur bangunan misalnya kerusakan struktur dermaga laut, longsornya struktur jalan, tergulingnya bangunan, tergulingnya struktur *highway bridge*, tergulingnya menara-menara transmisi, pangkal-pangkal jembatan dan sebagainya. Akibat dari kerusakan struktur tanah tersebut (karena kondisi tanah yang kurang baik) ternyata mengakibatkan kerugian materi yang sangat besar yang sama besar atau dapat lebih besar daripada kerugian akibat kerusakan bangunan.

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada bab ini masih berada pada *general earthquake basis* dan *site effects* yang akan memberikan pengetahuan dasar tentang kegempaan khususnya kondisi tanah setempat.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis	√	1.Building Configuration	
2.Seismic Sources		2.Response Spectrum	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.ERD Philosophy	
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects	√	5.Earthquake Induced Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (*Liquefaction*)	

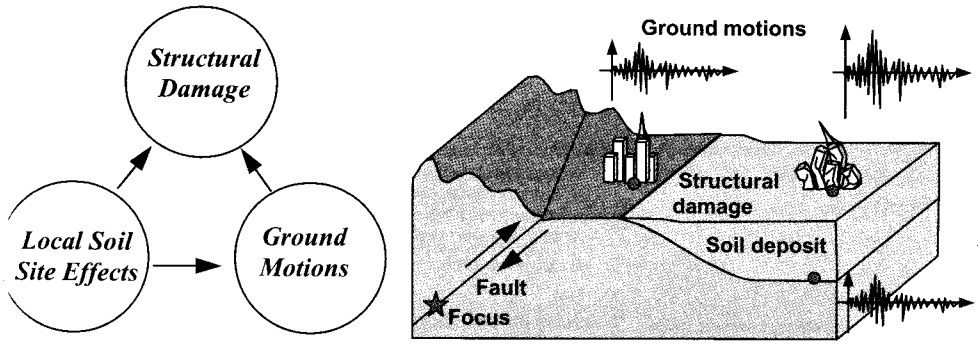
Kerusakan bangunan akibat efek kondisi tanah juga pernah terjadi di Indonesia. Pada gempa Blitar 28 September 1992 (khususunya di Trenggalek), kerusakan bangunan di daerah tanah endapan di tepi kanan-kiri sungai ternyata cukup signifikan, apabila dibandingkan dengan bangunan yang jauh dari sungai. Kondisi yang hampir senada juga dijumpai pada gempa Sukabumi, 7 Juli 1997 dan gempa Yogyakarta 27 Mei 2006. Bangunan yang terletak di atas tanah endapan, terletak di bantaran sungai, di lereng-lereng perbukitan mengalami kerusakan yang cukup besar.

Kerusakan muka tanah atau kerusakan struktur tanah umumnya terjadi akibat adanya pemadatan struktur tanah akibat gempa maupun hilang atau terlampauinya kapasitas tegangan geser antar butir-butir tanah. Pada tanah berpasir yang relatif kasar, tidak padat dan tidak jenuh air umumnya akan memadat dan mengalami penurunan permukaan apabila terjadi gempa. Adanya gaya horisontal akibat gempa sering mengakibatkan longsor pada tebing. hal ini terjadi karena kapasitas tegangan geser tanah yang sudah dilampaui. Kehilangan kemampuan geser pada butir-butir pasir halus jenuh air dapat mengakibatkan peristiwa likuifaksi. Dengan hilangnya kemampuan geser maka struktur tanah pasir akan kehilangan daya dukungnya.

Pada endapan tanah yang cukup tebal persoalannya tidak saja kerusakan struktur tanah, tetapi ada akibat lain yang lebih esensial yaitu kemungkinan terjadinya amplifikasi percepatan dan perubahan kandungan frekuensi getaran tanah. Dua hal tersebut akan berpengaruh terhadap kerusakan bangunan akibat gempa sebagaimana disampaikan di atas. Evaluasi terhadap amplifikasi diantaranya dapat diketahui melalui 2-metode yaitu berdasarkan observasi lapangan atas rekaman gempa dan berdasarkan analisis dinamik respons lapis-lapisan tanah *(ground response analysis)* atas rambatan gelombang bodi terutama rambatan gelombang *shear wave* (S-wave). Kedua hal tersebut selanjutnya akan menjadi pokok bahasan pada bab ini.

7.2 Pengaruh Jarak dan Kondisi Tanah Setempat terhadap Kerusakan Bang.

Sudah diketahui secara umum bahwa intensitas gempa yang umumnya dinyatakan dalam I_{mm} dan karakter gerakan tanah *(ground motion characteristics)* salah satunya akan dipengaruhi oleh kondisi tanah setempat. Intensitas gempa I_{mm} salah satunya ditentukan berdasarkan kerusakan bangunan yang terjadi. Pada sisi yang lain percepatan tanah akibat gempa yang lebih besar karena kondisi tanah yang berbeda selanjutnya akan mengakibatkan kerusakan bangunan. Dengan demikian kondisi tanah setempat (*local site*), percepatan tanah akibat gempa dan intensitas gempa/kerusakan bangunan akibat gempa menjadi saling berkaitan. Keterkaitan tersebut secara skematik seperti yang disajikan pada Gambar 7.1

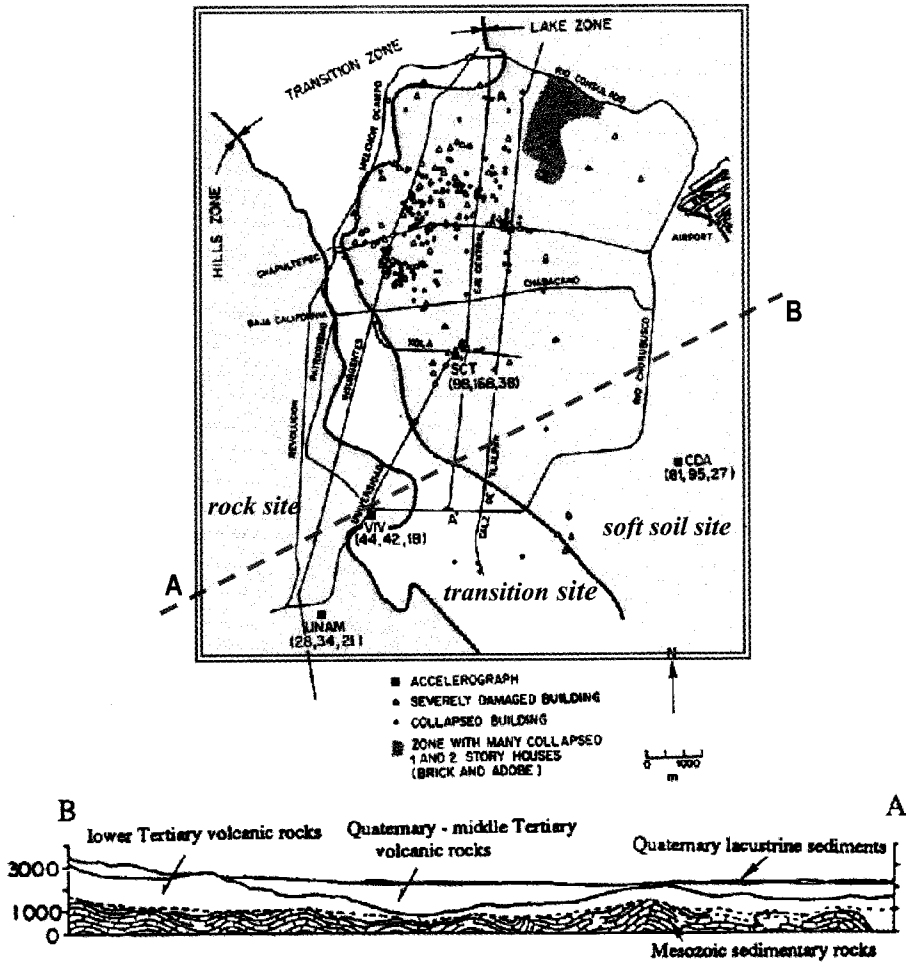


Gambar 7.1. Hubungan *soil site, ground motion and structural damage.*

Bukti atas keterkaitan antara kondisi tanah setempat, yaitu tempat dimana alat perekam gempa diletakkan dan percepatan tanah akibat gempa secara jelas disajikan oleh Celebi dkk (1987), seperti yang tampak pada Gambar 7.3). Pada saat gempa Meksiko 19 September (1985), sejumlah alat perekam gempa telah ditempatkan di beberapa tempat. Rekaman gempa tersebut diletakkan di Caleta de Campos, La Villita yaitu daerah episenter gempa, Teacalco, TAC(Tacubaya), UNAM (Autonamous National University of Mexico) daerah *rock site*, daerah transisi yaitu di VIV, dan di SCT dan CDAO yaitu daerah endapan lempung sangat lunal (*very soft clay soil*). Penempatan alat-alat perekam gempa dan pembagian zona yang berdasar pada kondisi tanah adalah seperti pada Gambar 7.2).

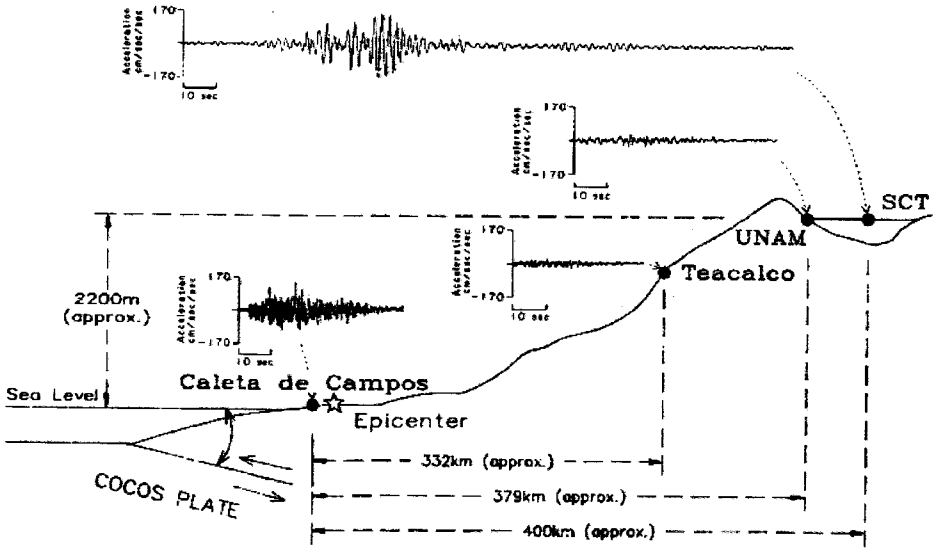
Hasil pengamatan menunjukkan bahwa amplifikasi terbesar terjadi di SCT dan CDAO yaitu daerah tanah endapan lempung lunak yangmana amplifikasi percepatan tanah horisontal mencapai level 7 – 10 kali (T_s = 2 – 2,5 dt) dan amplifikasi vertikal kurang lebih 6-kali (T = 0,6 dt). Sedangkan pada daerah transisi yaitu di VIV, amplifikasi percepatan

horisontal mencapai 4,5 kali (Ts = 0,5 dt). Di daerah perbukitan batu yaitu di TAC dan UNAM tidak dijumpai adanya amplifikasi.

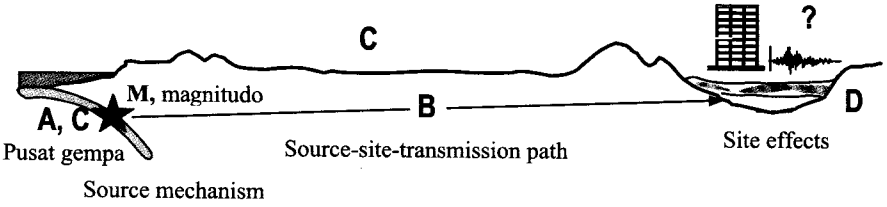


Gambar 7.2) Zona-zona tanah di Mexico City(Anonim, 1993)

Berdasarkan hasil tersebut dapatlah disimpulkan bahwa amplifikasi gerakan tanah (*ground motions*) akan cenderung semakin besar pada tanah endapan yang semakin dalam/fleksibel dan sebaliknya. Juga tampak pada Gambar 7.3) bahwa semakin jauh dari episenter, durasi total gempa cenderung semakin lama/panjang. Disamping itu percepatan tanah maksimum juga semakin kecil sebagaimana rekaman di Teacalco dan UNAM. Kedua hal tersebut adalah sesuai dengan hukum-hukum atenuasi gerakan tanah (*ground motion attenuations*) sebagaimana dibahas sebelumnya.



Gambar 7.3 Kondisi tanah dan rekaman gempa Meksiko ,1985 (Celebi et al.,1987)



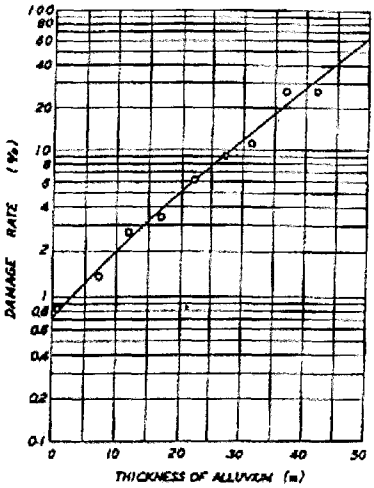
Gambar 7.4 Hal-hal yang mempengaruhi rekaman gempa

Berdasarkan Gambar 7.3) dan hasil penelitian para ahli bahwa rekaman gerakan tanah akibat gempadiantaranya dipengaruhi oleh beberapa hal yang secara skematis disajikan pada Gambar 7.4). Hal-hal yang berpengaruh tersebut diantaranya adalah :

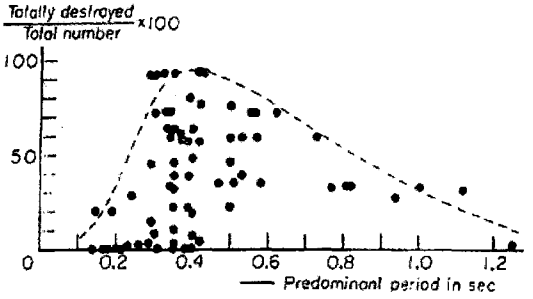
a. Mekanisme kejadian gempa
   Mekanisme yang dimaksud adalah cara gempa itu terjadi apakah gempa tersebut akibat aktivitas lempeng di daerah subdaksi ataupun akibat patahan (*fault*),
b. Magnitudo gempa
   Semakin besar magnitudo gempa maka itu berarti bahwa energi yang dilepas semakin besar, akibatnya getaran/gerakan tanah juga akan semakin besar,
c. Kedalaman gempa
   Semakin dalam pusat gempa maka energi yang sampai di permukaan akan semakin kecil karena energi telah merambat secara 3-dimensi atau secara volum,
d. Kondisi geologi rambatan gelombang gempa
   Gelombang energi gempa akan merambat dari fokus ke situs (*site*). Selama merambat gelombang energi gempa akan melalui berbagai macam kondisi batuan atau bahkan patahan/*fault* dsbnya. Kondisi batuan seperti itu akan berpengaruh terhadap penyerapan energi gempa,

e. Jarak episenter
Jarak episenter ke situs juga berpengaruh terhadap rekaman gempa. Pada jarak yang semakin jauh maka energi gempa akan diserap oleh media batuan untuk waktu yang semakin lama,

f. Kondisi tanah setempat (*site effect*)
Situs dimana alat perekam berada dapat berada di atas tanah batu ataupun tanah biasa. Disamping itu mungkin terdapat tanah endapan yang luas dan tebal, hal ini akan berpengaruh terhadap amplifikasi percepatan tanah.



a)



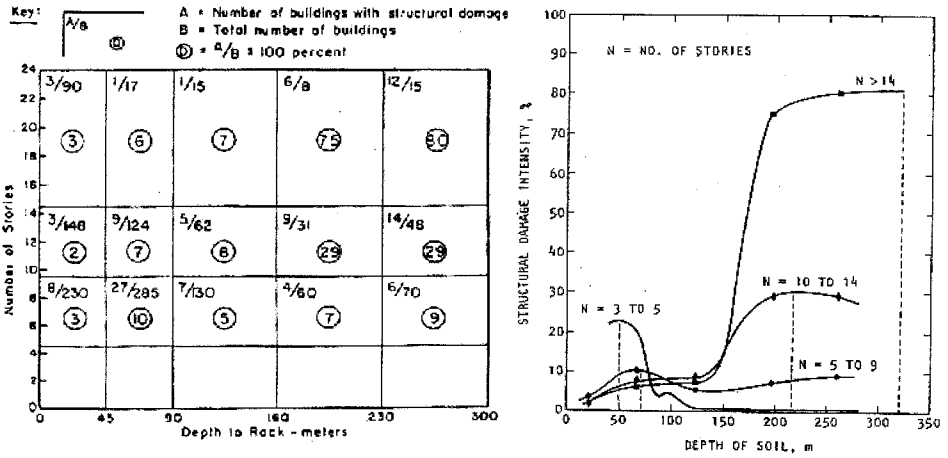
b)

Gambar 7.5 a) Hubungan antara *damage rate* dengan tebal lapisan ; b) hubungan antara *damage rate* dengan periode getar tanah T (Anonim, 1993)

Efek kerusakan bangunan akibat adanya pengaruh kondisi tanah setempat juga telah diteliti di Jepang sejak tahun 1960'an. Penelitian di Jepang mengkategorikan adanya amplifikasi gerakan tanah akibat gelombang bodi (*body waves*) yang biasanya signifikan pada jarak yang relatif dekat dengan episenter dan pada tanah endapan yang relatif dalam. Sebagai contoh, *damage rate* untuk bangunan kayu yang terjadi akibat gempa Kanto (1923) sebagai fungsi dari kedalaman tanah endapan adalah seperti yang tercantum pada Gambar 7.5.a) .

Pada gambar tersebut sangat jelas bahwa tingkat kerusakan bangunan akan semakin tinggi pada banguan yang terletak diatas tanah endapan yang semakin dalam (Takeyama, 1960 dalam Anonim 1993). Penelitian kemudian dilanjutkan pada tahun 1966 oleh Kanai, Tanaka dan Osada (Anonim 1993) pada gempa Tonankai (1944), gempa Fukui (1948) dan gempa Niigata (1964) yang hasilnya disajikan pada Gambar 7.5.b). Pada gambar tersebut tampak bahwa *damage ratio* terbesar terjadi pada periode fundamental microtremor kira-kira 0,40 dt. Penelitian menyimpulkan bahwa kerusakan rumah-rumah kayu terjadi akibat resonansi yaitu dekatnya periode getar rumah-rumah kayu dengan periode getar getaran tanah.

Penelitian sejenis juga dilakukan oleh Seed dkk (1972) pada gempa Caracas 1967 yang hasilnya disajikan pada Gambar 7.6). Penelitian dilakukan secara intensif mulai dari kerusakan bangunan rendah sampai bangunan tinggi yang dibagi menjadi 4 kelompok. Kedalaman tanah endapan di bagi menjadi 5-kelompok seperti tampak pada Gambar 7.6). Pada gambar tersebut tampak bahwa disemua kelompok tinggi bangunan, persentase kerusakan yang terletak di atas tanah endapan yang semakin dalam cenderung semakin besar.



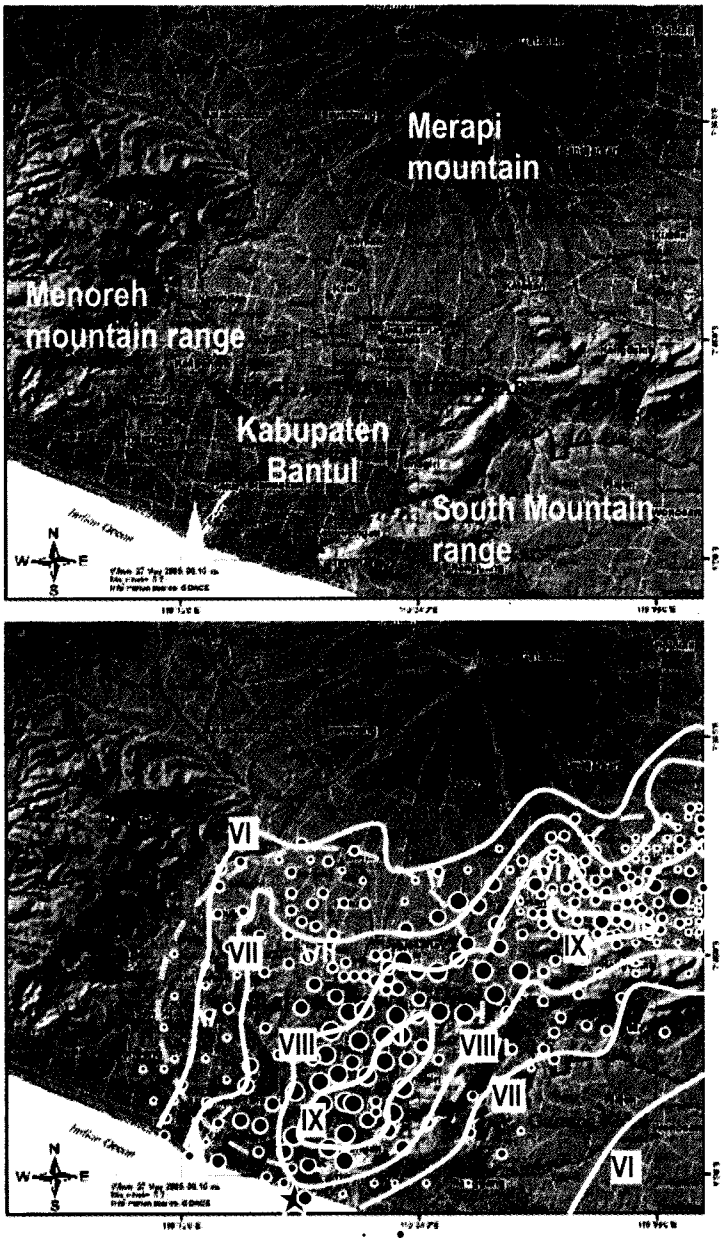
Gambar 7.6 Kerusakan bangunan di Gempa Cracas, 1967 (Seed & Idriss, 1972)

Persentase kerusakan terbesar terjadi pada kelompok bangunan paling tinggi yang terletak pada tanah kelompok tanah endapan yang paling dalam. Bangunan yang tinggi mempunyai kandungan frekuensi rendah (T besar) dan tanah gerakan tanah fleksibel juga mempunyai kandungan frekuensi rendah (T besar). Ini semua adalah peristiwa resonansi yang mana respons bangunan akan semakin besar (bangunan cenderung semakin rusak) apabila frekuensi bangunan semakin dekat dengan frekuensi getaran tanah akibat gempa.

Site effects juga terjadi di gempa Yogyakarta 27 Mei 2006. Sebagaimana yang tampak pada Gambar 7.7) Kabupaten Bantul dan bagian selatan Kabupaten Klaten adalah merupakan endapan purba yang dibentuk dari sedimentasi gunung Merapi, pegunungan Menoreh dan pegunungan Selatan. Setelah terjadi gempa maka isoseismal dan distribusi kerusakan/korban adalah seperti yang tampak pada Gambar 7.7 (bawah). Tampak bahwa bangun isoseismal dan distribusi kerusakan/korban mengikuti lokasi tanah endapan yang utamanya adalah daerah Kabupaten Bantul dan selatan Kabupaten Klaten. Distribusi kerusakan tersebut dapat dihubungkan dengan distribusi gempa susulan (*aftershocks*) sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 3.28).

Dengan membandingkan Gambar 3.28) dan Gambar 7.7) dapat diketahui bahwa kerusakan terbesar bukan terletak disekitar episenter, tetapi kerusakan tersebar disepanjang tanah endapan sebagaimana disebut sebelumnya. Episenter dan sebaran gempa susulan terletak di daerah pegunungan Selatan (Gunung Kidul), sementara kerusakan terjadi di Kabupaten Bantul dan selatan Kabupaten Klaten yang kedua-duanya merupakan tanah endapan. Penelitian Hartantyo & Hussein (2008) menunjukkan bahwa kecepatan gelombang geser di daerah rawa Jombor hanya berkisar Vs ≈ 100 – 190 m/dt. Hal tersebut menunjukkan bahwa tanah yang ada merupakan tanah lunak. Hal yang hampir sama juga dijumpai di sepanjang sesar Opak atau sepanjang sungai Opak. Berdasar pada fakta tersebut dan penelitian Daryono (2011) maka dapat disimpulkan bahwa *site effects* merupakan salah satu penyebab utama kerusakan bangunan/korban akibat gempa Yogyakarta 27 Mei 2006.

Gambar isoseismal dan distribusi korban manusia akibat gempa sebagaimana disajikan pada Gambar 7.7) juga dapat dikaitkan dengan hasil penelitian Daryono (2011) seperti yang disajikan pada Gambar 7.42). Berdasarkan dua gambar tersebut tampak bahwa intensitas gempa I_{MM} terbesar dan distribusi korban manusia terletak pada tanah endapan yang mempunyai getaran frekuensi rendah.

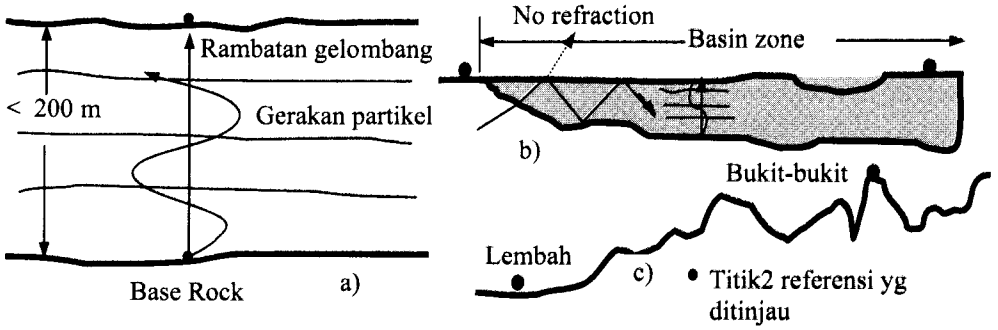


Gambar 7.7. Tanah endapan, isoseismal dan distribusi kerusakan gempa Yogya, 2006

7.3 Lingkup Bahasan *Site Effects*

Stewart dkk (2004) mengatakan bahwa lingkup pengertian *site effects* dapat berbeda-beda oleh beberapa ahli. Namun demikian *site effects* secara umum dapat meliputi respons tanah setempat (*local ground response*), efek basin (*basin effects*) dan efek kondisi topografi (*surface*

topographycal effects). Respons tanah setempat umumnya mengambil asumsi-asumsi : 1) tebal lapisan tanah yang ditinjau umumnya relatif dangkal, yaitu < 200 meter yaitu lapis teratas dekat dengan permukaan; 2) gelombang bodi (*body waves*) dianggap merambat secara vertikal, sebagaimana tampak pada Gambar 7.8.a). Analisis terhadap rambatan gelombang bodi kepermukaan tanah akan menuju pada kemungkinan adanya amplifikasi maupun deamplifikasi.



Gambar 7.8. Lingkup makna *site effects*

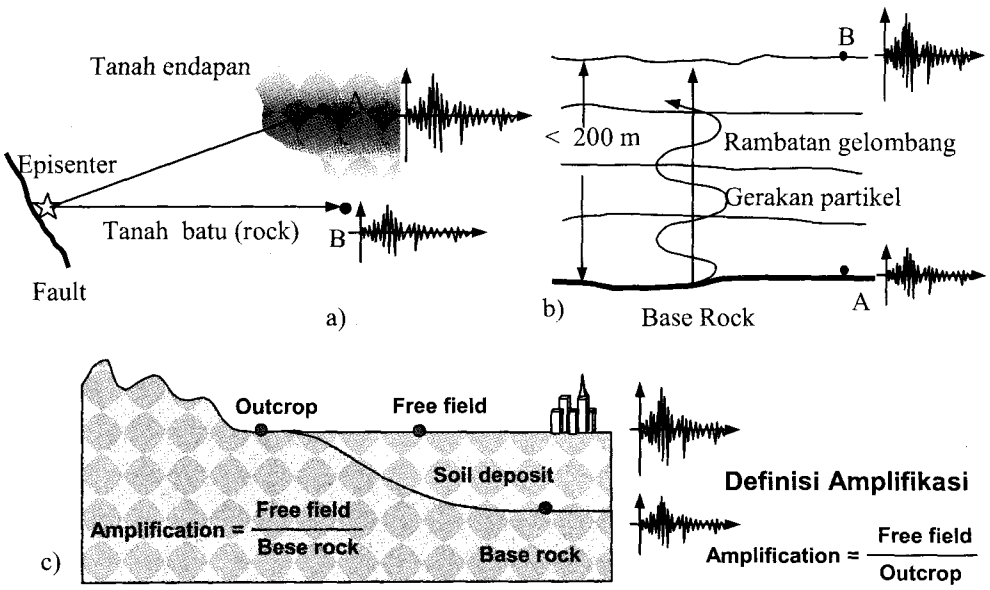
Basin efek meliputi efek sebagaimana yang tampak pada Gambar 7.8.b) meliputi efek kondisi 2 atau 3-dimensi tanah endapan pada skala yang lebih besar, sudut kritis pantulan gelombang bodi (*critical body wave reflection*) dan timbulnya gelombang permukaan endapan tanah (*surface wave generation at basin*). Pada Gambar 7.8.b) dimana batas tanah endapan yang diperhitungkan pada *basin zone*, sementara para ahli berbeda pendapat atau paling tidak belum ada kesepakatan.

Sedangkan efek kondisi topografi adalah perbedaan respons tanah akibat gempa pada daerah perbukitan relatif terhadap respons tanah pada daerah datar, sebagaimana tampak pada Gambar 7.8.c). Suatu gempa yang direkam di daerah dataran dan direkam di daerah perbukitan yang terjal dimungkinkan terjadi perbedaan intensitas gerakan tanah yang saknifikan. Perbedaan respons tanah antarara keduanya selain ditunjukkan oleh intensitas rekaman gerakan tanah juga ditunjukkan oleh tingkat kerusakan yang terjadi.

7.4 Amplifikasi

Amplifikasi akibat adanya pengaruh kondisi tanah setempat (*site effects*) dapat diperoleh dengan 2-cara. Cara yang pertama yaitu berdasarkan data rekaman respons tanah akibat gempa dari tempat-tempat yang berbeda (pada kejadian gempa yang sama). Umumnya yang akan dibandingkan adalah rekaman respons tanah yang alat perekamnya diatas tanah lunak terhadap keras berbatuan (*rock*).

Secara skematis misalnya rasio respons tanah yang direkam di titik A (diatas tanah endapan) terhadap respons tanah yang direkam di titik B (tanah batu) seperti yang tampak pada Gambar 7.9.a). Apabila antara titik A dan titik B saling berdekatan maka kondisi geologi yang dilewati gelombang gempa (*source to site transmission path*) dari episenter ke pencatat gempa A dapat dianggap sama dengan ke pencatat gempa di B. Dengan demikian respons tanah di A dapat dibandingkan dengan respons tanah di B dengan kondisi yang sama/serupa. Apabila percepatan tanah di tanah endapan/tanah lunak lebih besar dibanding dengan percepatan tanah di tanah keras, maka hal itu berarti telah terjadi amplifikasi (pembesaran).



Gambar 7.9. Cara memperoleh Amplifikasi

Sedangkan cara yang kedua adalah berdasar pada analisis numerik rambatan gelombang geser dari tanah dasar (*base rock*) sampai di permukaan tanah seperti yang tampak pada Gambar 7.9.b) atau Gambar 7.9.c). Analisis ini dapat dipakai analisis 2-dimensi maupun 3-dimensi. Metode yang dipakai dapat berupa metode diskrit maupun metode kontinum. Pada metode diskrit, lapis-lapis tanah dimodel sebagai suatu massa yang menggumpal, sehingga banyak massa akan bergantung dari jumlah lapisan tanah yang ada. Prinsip analisis dinamik sebagaimana dipakai pada bangunan dapat dipakai pada analisis ini (Idris dan Seed, 1968). Pada analisis ini beban dinamik percepatan tanah akibat gempa bekerja pada tanah dasar (*base rock*) di titik A, dengan analisis dinamik maka percepatan tanah yang terjadi permukaan di titik B akan diperoleh. Amplifikasi percepatan tanah akan terjadi apabila percepatan tanah di titik B lebih besar daripada percepatan tanah di tanah dasar (*base rock*).

7.4.1 Amplifikasi Respons Tanah Berdasar pada Rekaman Gempa

Lebih lanjut Stewart dkk (2004) mengatakan bahwa amplifikasi gerakan tanah dapat diperoleh berdasar pada *weak motion amplification* maupun *strong motion amplification*. *Weak motion amplification* yang dimaksud adalah bahwa amplifikasi diperoleh dari rekaman *weak sources* seperti gempa *aftershock, micro tremor* maupun *nuclear explosions*.

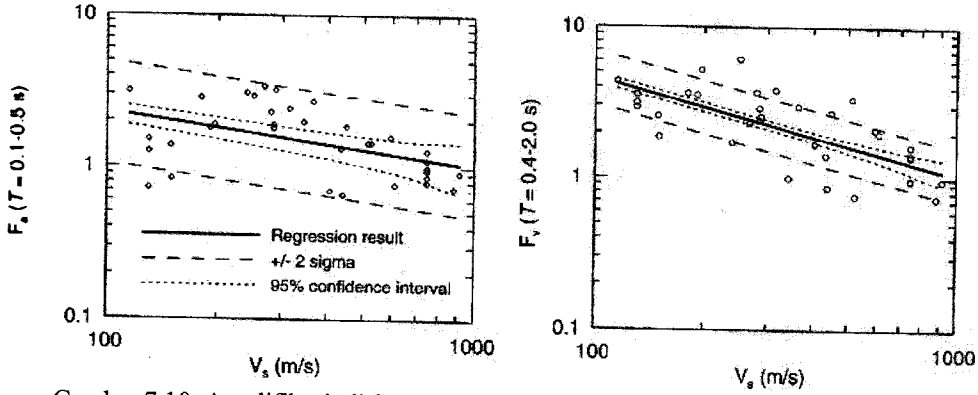
a. Amplifikasi Berdasar pada *Weak Motion Data*

Borcherdt dan Gibbs (1976) dan Roger et al. (1984) dalam Stewart (2004) melakukan studi akibat *nuclear explosion* di Gurun Nevada USA yang kemudian di rekam di 4-kondisi tanah yaitu di tanah lumpur (Bay Mud) di San Francisco, di tanah alluvium di San Francisco dan Los Angeles, di tanah endapan berbatuan (*sedimentary bedrock*) dan di tanah batu. Hasil dari studi ini menunjukkan bahwa amplifikasi sampai level 10 kali terjadi di tanah Lumpur (pada T_s = 1 dt), amplifikasi pada level 2 – 5 terjadi pada tanah alluvium dan amplifikasi antara 1 – 3 terjadi pada tanah berbatuan. Berdasar pada studi ini menunjukkan

bahwa amplifikasi cenderung membesar pada tanah yang semakin lunak, walaupun untuk sementara masih mengabaikan kandungan frekuensi beban dinamik.

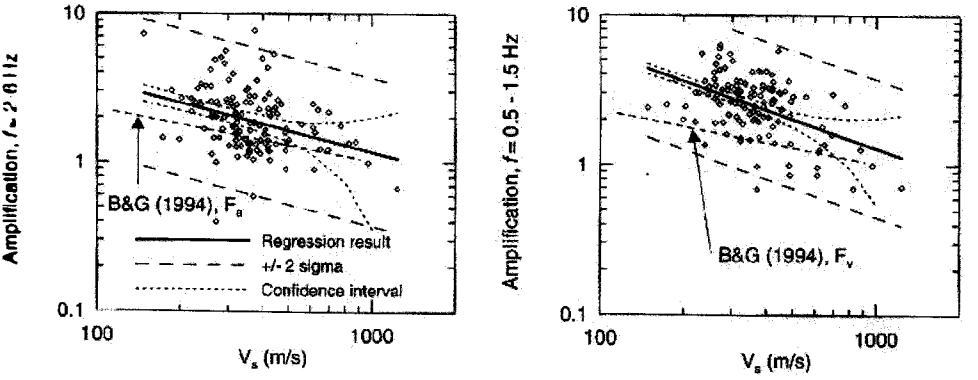
b. Amplifikasi Berdasar pada *Strong Motion Data*

Amplifikasi gerakan tanah ini didasarkan atas rekaman gempa pada gempa Loma Prieta 1989. Gempa ini telah berhasil direkam dalam jumlah yang cukup banyak, sebagai basis data analisis amplifikasi gerakan tanah. Borcherdt dan Glassmoyer (1994) dalam Stewart (2004) telah memakai 37 rekaman di daerah San Francisco. Amplifikasi yang dibahas di dasarkan atas rekaman yang terletak di dekat tanah berbatu, di tanah endapan berbatu dan tanah berbatu kompleks. Hasil kajian dinyatakan dalam plot antara amplifikasi lawan kecepatan gelombang geser Vs pada rentang kedalaman 30 meter (30-m Vs) seperti yang disajikan pada Gambar 7.10).



Gambar 7.10. Amplifikasi di San Francisci Bay (Borchert dan Glassmoyer, 1994)

Pada Gambar 7.10) tampak jelas bahwa amplifikasi akan semakin besar pada periode getar T yang semakin besar (gambar bawah), atau amplifikasi akan semakin besar pada tanah yang semakin fleksibel/tanah yang semakin lunak. Disamping itu hal tersebut juga dapat diketahui lewat hubungan antara Vs lawan amplifikasi, semakin besar Vs maka amplifikasi akan semakin kecil. Tanah yang semakin keras maka kecepatan gelombang gesernya akan semakin besar, sehingga amplifikasi akan semakin kecil pada tanah yang semakin keras (Vs yang semakin besar).



Gambar 7.11 Amplifikasi rata-rata di Los Angeles (Harmsen 1997)

Studi yang lain dilakukan oleh Harmsen (1997) atas rekaman gempa *mainshock* pada gempa San Fernando 1971, gempa Witther Narrow 1987, gempa Sierra Madre dan gempa North Ridge 1994. Hasil kajian dinyatakan dalam plot antara kecepatan gelombang geser Vs lawan amplifikasi untuk 2 group , yaitu untuk frekuensi f = 0,5 – 1,5 Hertz (T = 0,6 – 2 dt) dan f = 2 – 6 hertz (T = 0,16 – 0,5 dt). Hasil yang dimaksud adalah seperti yang disajikan pada Gambar 7.11).

Notasi B&G (1994) pada gambar tersebut adalah hasil studi Borcherdt dan Glassmoyer (1994) seperti yang disebut sebelumnya. Secara umum hasilnya menunjukkan kecenderungan yang sama, yaitu amplifikasi akan semakin besar pada tanah yang semakin lunak atau tanah yang kecepatan gelombang gesernya Vs akan semakin kecil. Namun demikian amplifikasi yang berdasar pada gempa San Fernando (1971), Wittier narrow (1987) , Sierra Madre (1991) dan Northridge (1994) lebih besar daripada amplifikasi yang berdasar pada gempa Loma Prieta (1989). Amplifikasi di atas adalah merupakan fungsi dari kecepatan gelombang geser Vs, belum meninjau seberapa besar percepatan tanah akibat gempa yang terjadi.

7.4.2 Amplifikasi Berdasarkan *Ground Response Analysis*

Selain memakai data rekaman gempa, maka amplifikasi gerakan tanah akibat gempa juga dapat diperoleh secara analisis. Analisis yang dimaksud umumnya adalah analisis dinamik lapis-lapisan tanah endapan yang salah satunya dapat dilakukan mirip seperti analisis dinamika struktur. Pada analisis tersebut beban gempa bekerja pada dasar batuan (*base rock*) dan yang akan dicari adalah respons di setiap lapis-lapisan tanah termasuk yang paling penting yaitu respons permukaan tanah atau di elevasi dasar fondasi. Apabila respons di tempat tempat tersebut telah diperoleh, maka amplifikasi atau deamplifikasi segera dapat diperoleh yaitu dengan membandingkannya dengan beban gempa yang bekerja pada batuan dasar (*base rock*).

a. Metode Analisis

Analisis dinamik lapis-lapisan tanah dapat memakai metode diskrit atau memakai metode kontinum. Pada metode diskrit, lapis-lapisan tanah diidentikkan sama dengan tingkat-tingkat pada bangunan, sehingga tiap-tiap lapis akan mempunyai massa, kekakuan dan redaman. Banyaknya masa tanah endapan akan sama dengan banyaknya lapisan. Untuk seterusnya analisis dapat dilakukan sebagaimana analisis dinamika struktur bangunan gedung.

Pada metode kontinum, endapan tanah dianggap homogen atau dibawa kebentuk homogen sehingga tanah endapan berupa massa yang kontinum. Penyelesaian problem dinamika dapat diperoleh dengan menyelesaikan persamaan diferensial media kontinum. Metode mana yang dipakai akan dipengaruhi oleh banyak hal. Untuk selanjutnya yang akan dibahas lebih lanjut adalah model diskrit, karena model ini relatif sederhana dan telah banyak dipakai.

Sebagaimana dikatakan sebelumnya, suatu massa tanah didalam suatu lapisan akan dapat dimodel bergerak secara horisontal apabila terjadi gempa. Gerakan arah horisontal ini adalah penyederhanaan dari kondisi yang sesungguhnya, yangmana suatu massa tanah akan bergerak secara 3-dimensi. Apabila penyederhanaan seperti ini dipakai, maka respons tanah saat terjadi gempa dapat dianalisis mirip seperti analisis dinamika struktur bangunan. Analisis dapat dilakukan dengan pendekatan 2-dimensi maupun 3-dimensi. Disamping itu beban dinamik dapat berupa *single direction* ataupun *multi-directions*.

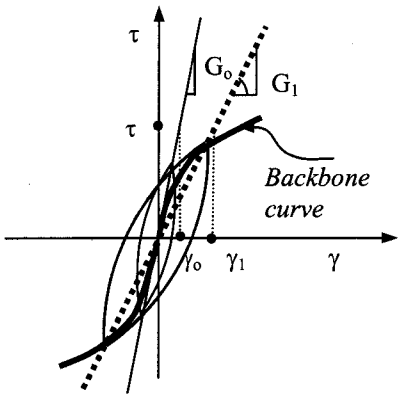
b. Model Respons Tanah (*Ground Response Model*)

Pada model diskrit, hal yang paling banyak mendapat bahasan adalah kekakuan lapisan tanah. Sebagaimana diketahui bahwa perilaku umum tanah bersifat non-linier. Namun demikian pada intensitas beban yang relatif kecil respons tanah dapat dianggap linier. Untuk itulah model respons tanah dapat dikategorikan menjadi model linier atau ekivalen linier dan model non-linier.

b.1 Model Ekivalen Linier Elastik

Analisis dengan model respons ini secara mutlak hanya berlaku untuk intensitas beban dinamik yang relatif kecil. Pada beban yang semakin besar respons tanah sudah menjadi non-linier. Namun demikian para ahli menyepakai bahwa pada taraf pembebanan tertentu, konsep ekivalen linier dapat dipakai.

Respons tanah sesungguhnya adalah seperti kurva lengkung (*backbone curve*) seperti tampak pada Gambar 7.12), yaitu respons non-linier. Pada kondisi tersebut kekakuan lapis tanah akan berubah-ubah menurut waktu, sehingga analisis seperti itu menjadi relatif kompleks. Oleh karena itu pada regangan geser maksimum yang masih relatif kecil, maka analisis dapat disederhanakan menjadi analisis dengan respons ekivalen linier-elastik. Pada analisis tersebut kekakuan lapisan tanah akan tetap sepanjang analisis sebagimana ditunjukkan oleh garis lurus putus-putus dengan ekivalen modulus misal sebesar G_1 pada Gambar 7.12). Ekivalen modulus geser dapat diperoleh dengan menghubungkan ujung-ujung *hysteretic loop*. Stewart dkk (2002) mengatakan bahwa salah satu program komputer yang memakai pendekatan ekivalen linier elastik ini adalah SHAKE 91 (Idris dan Sun 1991).



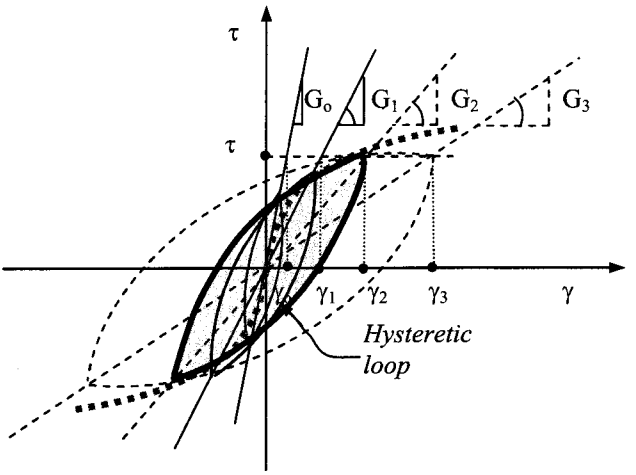
Gambar 7.12. Pemakaian Model Analisis dan Konsep Ekivalen Linier

b.2 Model Non Linier Inelastik

Pada model non-linier, perilaku tanah masih dapat berkemungkinan non-linier elastik ataupun non-linier inelastik. Pada respons non-linier elastik, kekakuan lapisan tanah berubah-ubah menurut waktu tetapi pada saat beban berbalik, respons tanah masih kembali mengikuti jalur semula (sifat elastik). Hal ini sebagaimana ditunjukkan oleh garis putus-putus yang merupakan kurva *backbone* seperti tampak pada Gambar 7.13).

Pada respons non-linier inelastik, kekakuan lapisan tanah akan berubah-ubah menurut waktu dan saat beban berbalik, respons tidak lagi kembali mengikuti jalur semula tetapi membuat jalur baru. Pada beban bolak balik maka jalur respons yaitu hubungan antara

tegangan geser dan regangan geser tanah akan membentuk garis lengkung/non linier tertutup seperti tampak pada garis tebal di Gambar 7.13). Respons tanah yang berbentuk lengkung tertutup tersebut disebut *hysteretic loops*.

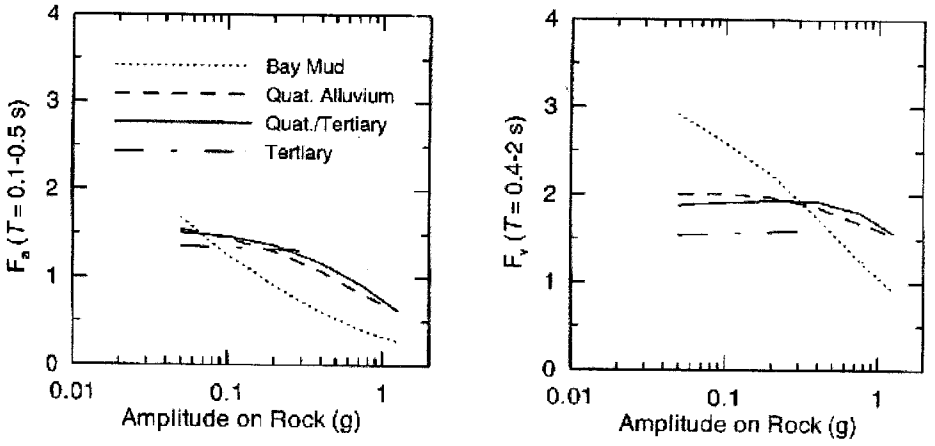


Gambar 7.13. Respons Tanah Non-Linier

Sesuai dengan perkembangan intensitas dan arah beban dinamik maka respons tanah akan membentuk beberapa/banyak *hysteretic loops*. Intensitas beban dinamik yang lebih besar cenderung membuat *hysteretic loop* yang lebih besar dengan luasan *hysteretic* yang juga lebih besar. Pada *hysteretic* yang lebih besar (karena percepatan tanah akibat gempa yang besar) akan berakibat pada ***turunnya*** nilai modulus geser misalnya menjadi G_3 pada Gambar 7.13). Namun demikian luasan *hysteretic* menjadi lebih besar, padahal luasan *hysteretic* ini menunjukkan redaman material/damping massa tanah. Oleh karena itu dapat disimpulkan bahwa pada beban percepatan tanah akibat gempa yang semakin besar maka regangan geser dan tegangan geser tanah juga akan semakin besar, modulus geser tanah akan semakin kecil dan redaman material massa tanah akan semakin besar.

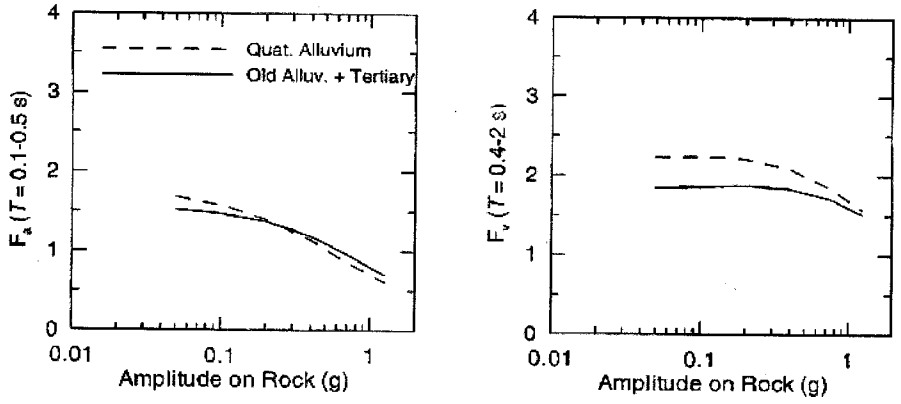
Lebih lanjut Stewartet al. (2001) mengatakan bahwa respons non-linier elastik dapat memakai hubungan tegangan geser- regangan geser Ramberg dan Osgood (1943) sampai model yang lebih canggih yang dikembangkan akhir-akhir ini yang sudah memperhitungkan *yield surface (describes the limiting stress conditions), hardening laws (describe changes in the size and shape of the yield surface)* dan *flow rules (describes the increment of plastic strain to increment of stress)*. Pengembangan program komputer tidak saja pada model respons tanah (*non linier inelastic*) tetapi juga arah pembebanan tidak saja beban dinamik satu arah tetapi dapat berupa beban dinamik *multi directions*. Banyak program komputer untuk itu misalnya TESS (Pyke, 2000), DESRA-2 (Dobry dan Vucetic, 1986), DESRAMOD (Matasovic dan Vucetic, 1993).

Contoh penelitian tentang amplifikasi gerakan tanah berdasarkan analisis tanah endapan di San Francisco Bay (SFB) dan Los Angeles (LA) dilakukan oleh Silva dkk (1999). Analisis ini didasarkan atas tanah endapan yang masih relatif dangkal (hanya beberapa ratus meter) dengan kecepatan gelombang geser di dasar basemen Vs = 1000 m/dt, masih jauh dari Vs = 2500 m/dt yaitu untuk standar kecepatan gelombang geser Vs di batuan dasar. Hasil dari analisis untuk San Francisco Bay adalah seperti yang tampak pada Gambar 7.14) dan gambar 7.15).



a) b)

Gambar 7.14 Spectral amplification (Silva dkk, 1999 dalam Stewart et al.,2001)



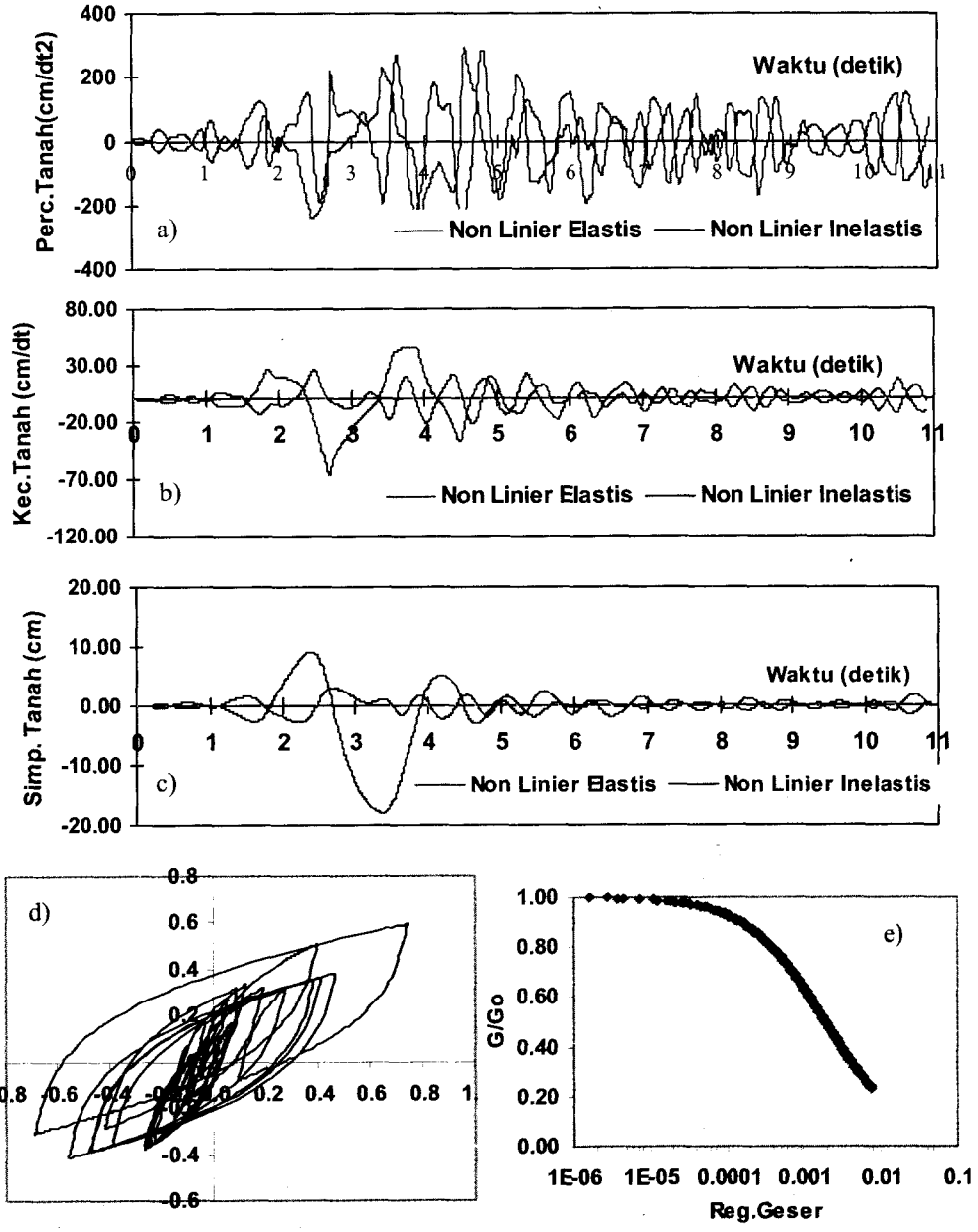
a) b)

Gambar 7.15. Spectral amplification untuk San Francisco Bay (Silva dkk, 1999)

Gambar 7.14.a) menunjukkan bahwa amplifikasi terjadi disemua jenis tanah pada *high frequency* (Ts = 0,1 – 0,5 dt) *weak motion* atau *small rock amplitude.* Amplifikasi kemudian cenderung turun/berkurang pada *rock motion* yang semakin tinggi. Hal ini adalah akibat dari adanya respons non linier inelastik tanah endapan. Sementara itu pada *low frequency* (Ts = 0,4 – 2 dt) karena efek non linieritas tanah berkurang sehingga amplifikasi cenderung konstan untuk berbagai level *rock motions* kecuali pada tanah Lumpur (*Bay Mud*). Tampak juga bahwa amplifikasi Bay Mud paling sensitif terhadap *rock motions* dibanding dengan jenis tanah yang lain. Hasil pada Gambar 7.14) yaitu dari LA secara umum mirip dengan amplifikasi di SFB.

Selanjutnya Silva dkk (1999) meneruskan bahasannya pada spektral amplifikasi untuk beban *rock motions* 0,20 g untuk tanah endapan jenis alluvial . Hasilnya disajikan pada Gambar 7.14). Pada gambar tersebut tampak bahwa amplifikasi maksimum terjadi pada frekuensi kira-kira f = 1 Hertz atau T = 1 dt. Hasil yang menarik adalah untuk kedalaman 10 –45 m, amplifikasi paling rendah untuk frekuensi beban f = 1 – 2 Hertz dan kebalikannya

untuk frekuensi yang lebih tinggi. Hasil ini tidak mudah dimengerti, karena untuk tanah yang relatif dangkal umumnya relatif lebih lunak, dan amplifikasi umumnya akan lebih besar pada frekuensi beban yang relatif rendah.



Gambar 7.16. Pengaruh Non linier inelatik terhadap respons tanah (Andika, 2006)

Andika (2006) meneliti tentang pengaruh sifat non-linier inelastik terhadap respons lapis-lapisan tanah. Model kajian adalah 4-lapisan tanah kedalaman total 14 meter dengan

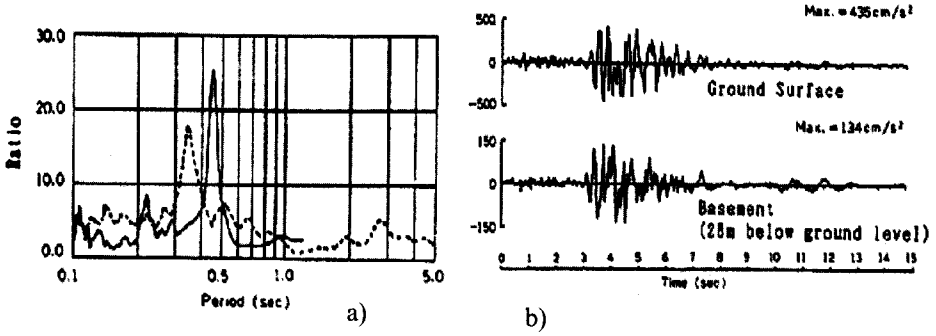
5-jenis beban gempa di *base- rock* yang salah satunya adalah rekaman gempa Bucharest (1977), gempa El Centro 1940, gempa Parkfield (1966) dan gempa Kobe (1995) yang kesemuannya dinornalisasi dengan percepatan maksimum 220 cm/dt^2. Penelitian yang dilakukan bertujuan ingin mengetahui pengaruh kandungan frekuensi gempa terhadap respons lapis-lapisan tanah termasuk didalamnya distribusi regangan geser, tegangan geser dan amplifikasi percepatan tanah.

Salah satu hasilnya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 7.16). Gambar tersebut adalah respons tanah lapis teratas (permukaan tanah) akibat gempa Bucharest (1977) yang termasuk gempa dengan kandungan frekuensi rendah. Gambar 7.16.a), 7.16.b) dan Gambar 7.16.c) berturut-turut adalah percepatan, kecepatan dan simpangan yang terjadi di permukaan tanah. Disamping variasi beban gempa, Andhika (2006) juga memakai model respons non-linier elastik dan non-linier inelastik.Tampak pada gambar tersebut bahwa pengaruh sifar non-linier inelastik tanah sangat signifikan hanya pada simpangan dan pengaruhnya semakin mengecil pada kecepatan dan percepatan.

Gambar 7.16.c) dan 7.16.d) adalah histeretik untuk respons non-linear inelastik dan kurva modulus geser tanah (*shear modulus reduction curve*). Tampak pada gambar 7.16.c) bahwa dengan beban gempa Bucharest sebesar 220 cm/dt2 pada *base-rock* respons di tengah lapis paling atas sudah betul-betul inelastik. Tampak pada gambar tersebut bahwa regangan geser maksimum mencapai 0,75 %. Menurut Gambar 7.35) dengan regangan geser yang mencapai level tersebut maka analisis dinamik lapis-lapisan tanah harus dilakukan dengan *step-by step numerical integration* dengan respons non-linear inelastik.

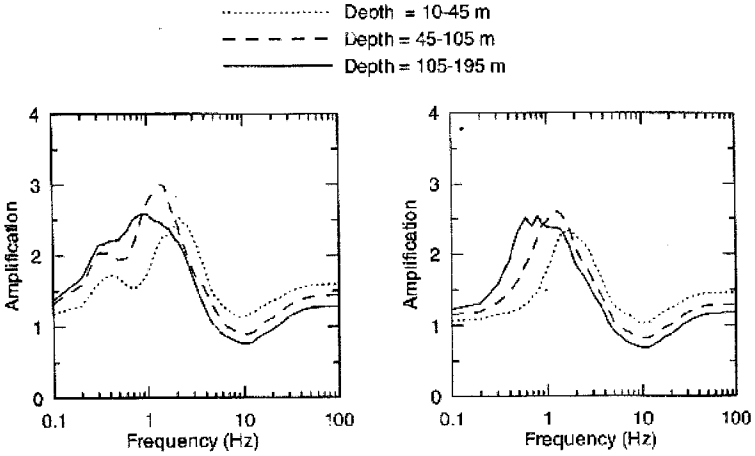
Gambar 7.16.d) menunjukkan *shear modulus reduction curve* yangmana nilai modulus geser akan mengecil pada regangan geser yang membesar. Hasil analisis menunjukkan bahwa amplifikasi percepatan tanah yang terjadi relatif bervariasi berkisar antara 1,26 – 2,04.

Pada intensitas beban yang relatif kecil respons tanah umumnya masih dalam kondisi linier elastik, namun pada pembebanan yang besar respons tanah berkemungkinan sudah mencapai *non-linier inelastic*. Tazoh dkk (1997) dalam Anonim (1993) menyajikan hasil rekaman percepatan tanah dipermukaan dan 28 meter dibawah muka tanah seperti yang tampak pada Gambar 7.17.b).

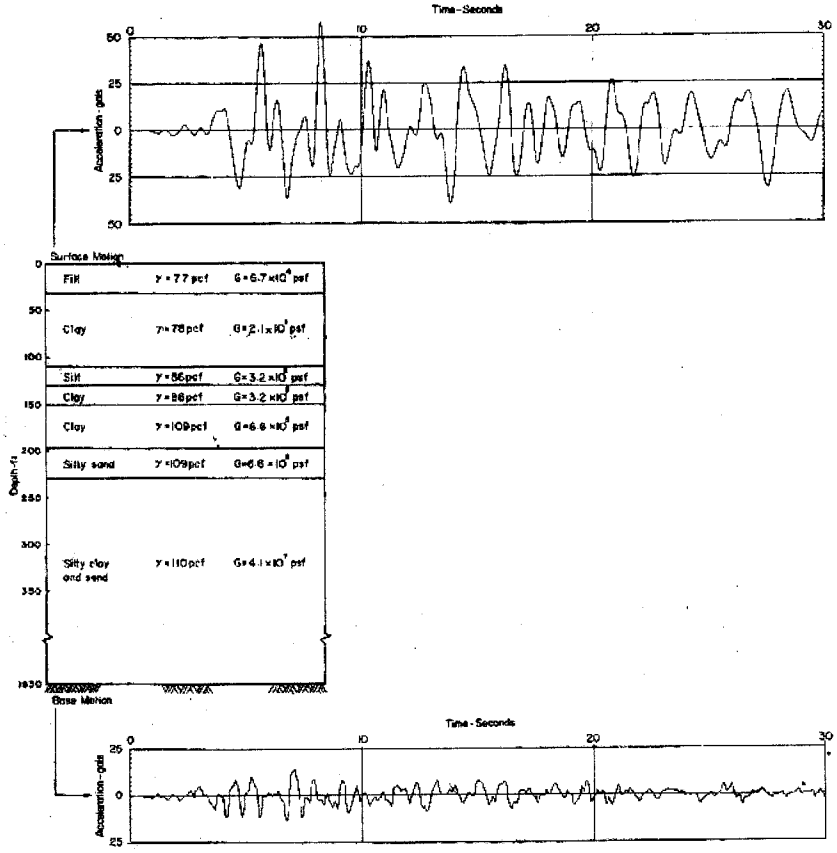


Gambar 7.17. Amplifikasi dibeberapa kedalaman tanah endapan (Anonim, 1993)

Tampak pada gambar tersebut bahwa amplifikasi mencapai 435/134 = 3,25. Sedangkan Gambar 7.18.a) adalah sprektral rasio (percepatan) akibat kedua rekaman tersebut. Tampak bahwa pada gempa yang relatif besar, respons tanah non-linier elastik mungkin telah terjadi sehingga terjadi pembesaran periode dominan bergeser menjadi lebih besar (kekakuan tanah lebih kecil, periode T akan lebih besar).



Gambar 7.18. Amplifikasi dan pergeseran periode getar T (Stewart et al., 2001)



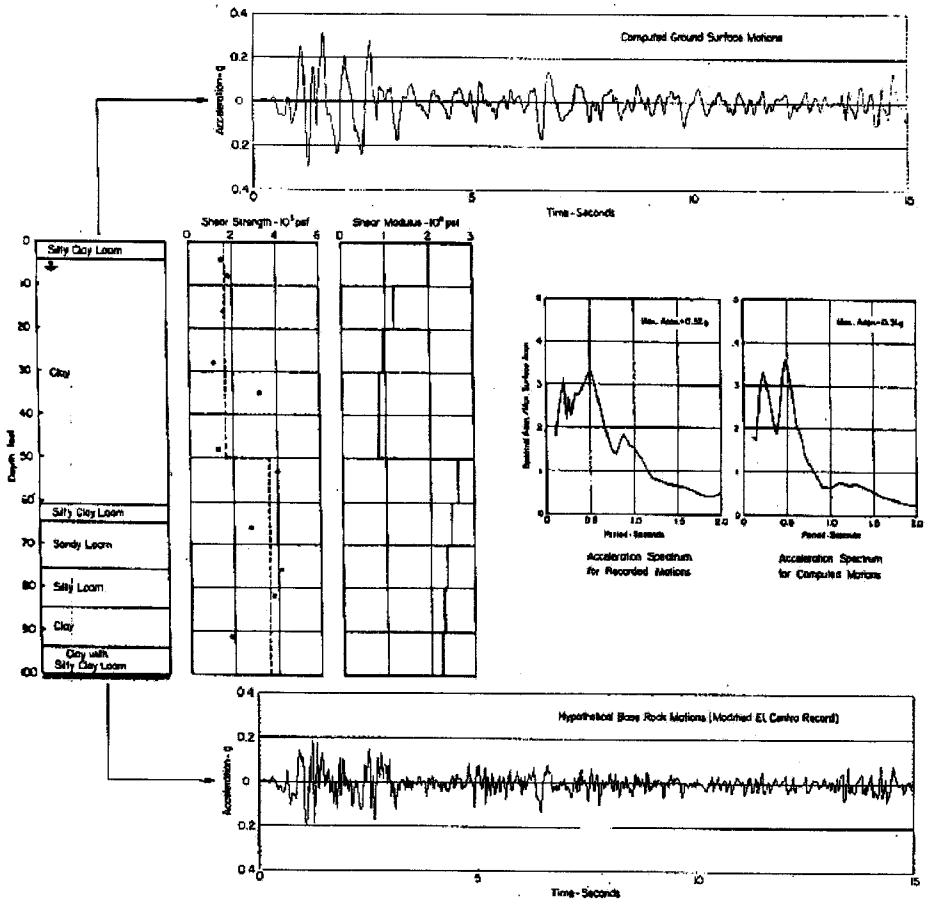
Gambar 7.19 Amplifikasi pada gempa Meksiko (Seed et al. dalam Fang, 1991)

Amplifikasi telah terjadi pada gempa Meksiko sebagaimana yang tampak pada Gambar 7.19). Pada gambar tersebut tampak bahwa percepatan maksimum dibatuan dasar (*base rock*)

hanya 12,5 gal. Namun demikian hasil analisis menunjukkan bahwa percepatan tanah dipermukaan mencapai kira-kira 55 gal , sehingga telah terjadi amplifikasi lebih dari 4-kali. Selain terjadi amplifikasi percepatan tanah, juga tampak perubahan kandungan frekuensi yang mana kandungan frekuensi di permukaan menjadi lebih rendah.

Amplifikasi percepatan tanah yang diperoleh dengan cara analisis juga dilakukan dengan beban gempa El Centro atas suatu tanah endapan seperti yang tampak pada Gambar 7.20). Pada Gambar 7.20) tersebut tampak bahwa percepatan maksimum di batuan dasar hanya kira-kira 0,20 g. Setelah dilakukan analisis atas potongan tanah endapan yang ada, percepatan tanah dipermukaan mencapai kira-kira 0,30 g. Dengan demikian telah terjadi amplifikasi sebesar 1,5 kali, yang relatif lebih kecil daripada kasus gempa Meksiko. Banyak contoh amplifikasi percepatan tanah hasil analisis seperti di atas yang dapat diperoleh dibeberapa publikasi.

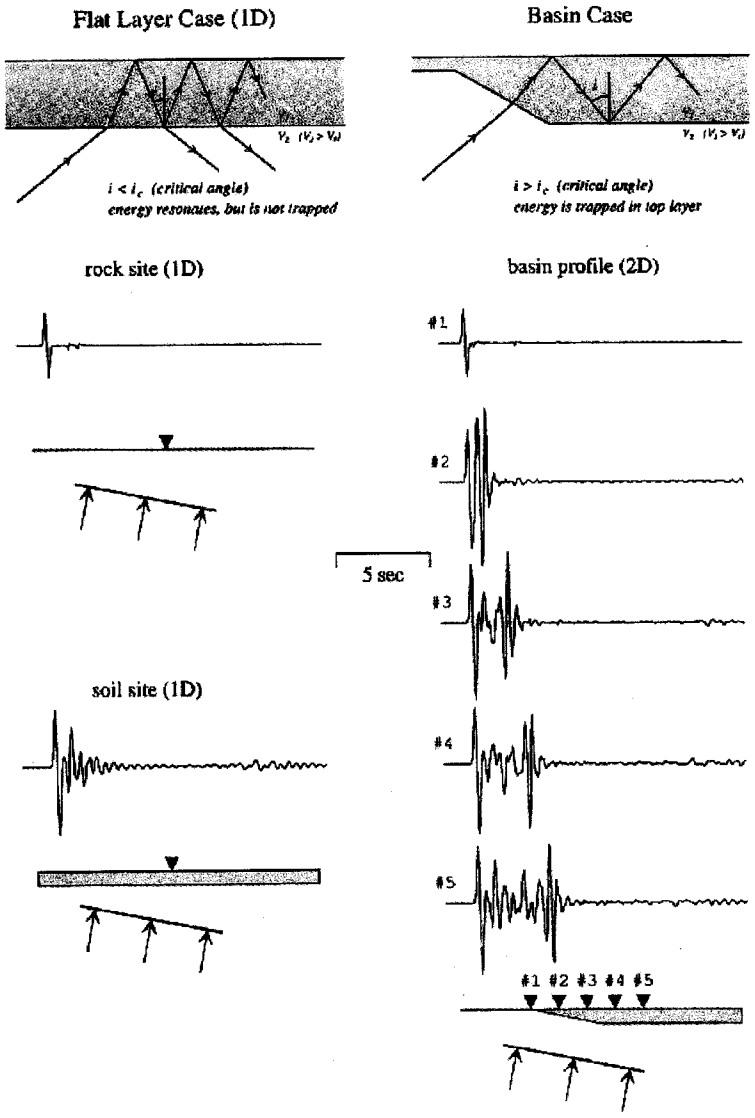
Selain terjadi amplifikasi percepatan tanah, maka pada Gambar 7.20) juga tampak secara jelas bahwa telah terjadi modifikasi kandungan frekuensi. Frekuensi getaran di permukaan tanah tampak sangat jelas menjadi lebih kecil dibanding dengan input beban di batuan dasar. Kandungan frekuensi yang lebih kecil/frekuensi rendah sangat berbahaya untuk bangunan yang relatif fleksibel atau bangunan-bangunan tinggi.



Gambar 7.20 Amplikasi akibat gempa El Centro (Seed et al. dalam Fang, 1991)

7.5 Basin Effects

Sebagaimana disinggung sebelumnya bahwa basin efek ini meninjau skala yang lebih luas terhadap tanah endapan dari hanya sekedar potongannya. Sebagai contoh adalah adalah potongan tanah endapan di Mexico sebagaimana tampak pada Gambar 7.2). Stewart dkk (2001) mengatakan bahwa skala yang lebih luas tentang tanah endapan yang masuk kategori *basin effects* ini dapat mempunyai kedalaman 100 m sampai 10 km. Tanah endapan umumnya berupa alluvium dan endapan batuan lunak yang mempunyai kecepatan gelombang geser lebih kecil daripada batuan dasar (*base rock*).



Gambar 7.21 Skema terjadinya basin effects (Graves 1993 dalam Stewart dkk 2001)

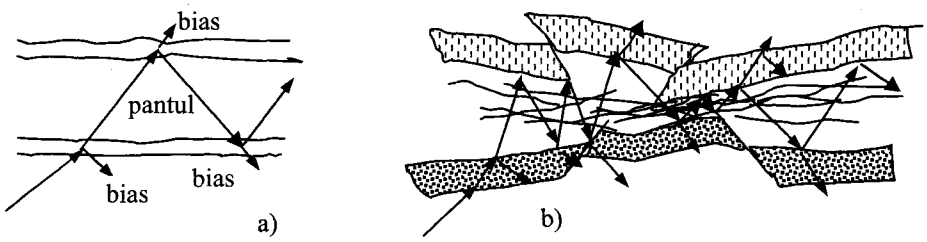
Studi tentang basin effects banyak yang berdasar pada frekuensi getaran kurang dari f ≈ 1 Hertz atau periode getar T = 1 dt lebih atau getaran tanah dengan periode getar T relatif panjang. Informasi yang selama ini diperoleh menunjukkan bahwa *basin effects* tidak signifikan untuk getaran tanah dengan frekuensi tinggi apalagi untuk tanah endapan yang relatif dangkal. Oleh karena itu *basin effects* lebih difokuskan untuk getaran frekuensi menengah dan rendah yang terjadi pada endapan yang relatif dalam. Studi yang dilakukan pada gempa Northridge 1994 dan gempa Kobe 1995 menunjukkan bahwa distribusi kerusakan berkorelasi kuat dengan *ground velocity* yang mempunyai periode getar dominan f ≈ Hertz.

a. Mekanisme *Basin Effects*

Sebagaimana disampikan sebelumnya bahwa pada umumnya respons analisis tanah endapan berdasar pada kecepatan gelombang geser pada 30 m lapis teratas atau 30 m-Vs. Namun demikian analisis rambatan gelombang 1-D pada lapisan setebal itu tidak akan terjadi *energy-trapped* atau terperangkapnya energi gelombang gempa pada lapisan tanah. Pada frekuensi getaran f ≈ 1 Hertz, panjang-gelombang gelombang-gempa jauh lebih panjang dari 30 m dan amplitudo getaran akan dipengaruhi oleh tebal tanah endapan. Apabila gelombang gempa masuk pada bagian ujung endapan yang miring dan menebal, maka gelombang gempa akan di biaskan dengan sudut yang lebih kecil daripada bila gelombang gempa masuk pada endapan yang kedalamannya seragam. Pada suatu saat sudut bias akan mencapai sudut bias kritis, yaitu sudut yang mana semua energi gelombang gempa akan dipantulkan kembali. Pada kondisi seperti itu semua energi gelombang gempa akan terperangkap (*trapped*) didalam lapisan tanah.

Sebagai bukti atas fenomena seperti itu, Graves (1993) dalam Stewart dkk (2001) melakukan studi basin effets yang secara skematis seperti yang disajikan pada Gambar 7.21). Pada Gambar 7.21) kiri tampak tanah endapan yang homogen dan mempunyai kedalaman yang sama, sedangkan gambar sebelah kanan tampak tanah endapan yang masih homogen tetapi terdapat ujung tanah endapan. Pada ujung tanah endapan terdapat bidang endapan yang miring, sebelum sampai pada endapan yang seragam tebalnya.

Pada gambar 7.21) kiri menunjukkan bahwa terlihat adanya amplifikasi getaran dari *base-rock* ke tanah biasa (*soil site*). Amplifikasi yang serupa juga terjadi pada Gambar 7.21) kanan yaitu gelombang gempa yang masuk pada ujung tanah endapan yang menebal. Di Gambar 7.21) kanan selain terjadi amplifikasi amplitudo juga terjadi amplifikasi durasi gelombang permukaan yang cukup besar yang merambat di dalam lapisan tanah. Hal seperti inilah representasi dari terperangkapnya energi gelombang gempa di lapisan tanah endapan yang disebut *basin effects*.

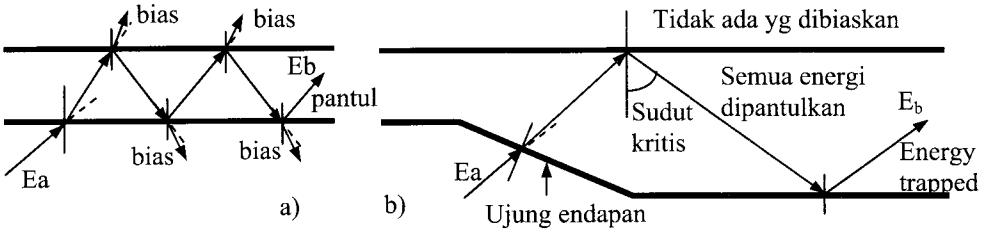


Gambar 7.22 Rambatan gelombang di *simple* dan *complex soil layer* akibat kondisi geologi

Hasil analisis *basin effects* tersebut adalah berdasar pada lapisan tanah endapan yang relatif sederhana. Mungkin saja tanah endapan mempunyai struktur geologi yang kompleks,

maka rambatan gelombangnya juga kompleks. Rambatan gelombang pada lapisan tanah baik untuk lapisan sederhana maupun lapisan yang kompleks secara skematis disajikan seperti pada Gambar 7. 22).

Pada gambar 7.22.a) lapisan /endapan tanah mempunyai konfigurasi yang sederhana, reguler, relatif datar, maka rambatan gelombang permukaan relatif mudah diprediksi. Hal ini terjadi karena gelombang bias dan pantul berpola sederhana. Namun demikian pada Gambar 7.22.b) karena kondisi geologi yang kompleks, maka pola rambatan gelombangnya juga menjadi kompleks.



Gambar 7.23. Pembiasan dan pemantulan gelombang permukaan di tanah endapan

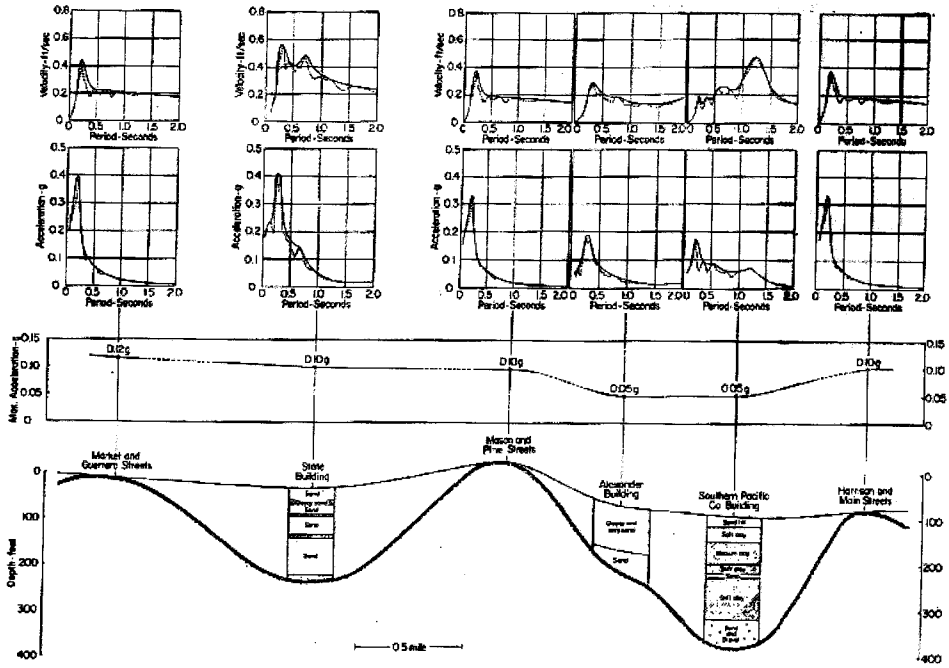
Rambatan gelombang yang terjadi pada lapisan yang sederhana, homogen, datar secara teoritik dimodel seperti Gambar 7.23.a). Pada ujung tanah endapan yang miring dan selanjutnya menjadi lapisan yang tebal, maka rambatan gelombangnya adalah seperti pada Gambar 7.23.b). Karena gelombang masuk pada daerah penebalan endapan yang miring, maka sudut pantul menjadi lebih kecil dibanding pada lapisan yang sama tebal. Sudut pantul tersebut suatu saat sudah mencapai sudut kritis, yaitu sudut yangmana gelombang tidak lagi dapat membias tetapi semuanya dipantulkan. Pantulan tersebut akan terjadi ber ulang-ulang pada lapisan yang sama. Ada kondisi seperti itu maka energi gelombang tidak berkurang, tetapi terperangkap (*trapped*) didalam lapisan tanah. Kondisi seperti itu akan sangat merusakkan bangunan.

7.6 *Topographical Effect*

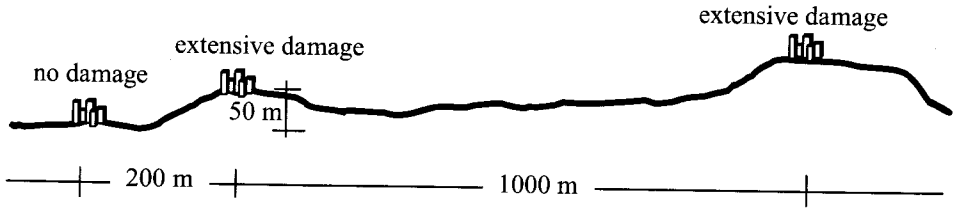
Sebagaimana disampaikan sebelumnya, efek topografi juga telah diperhatikan oleh para peneliti sejak lama. Seed dkk (1991) melaporkan efek topografi pada gempa San Francisco 1957. Percepatan dan kecepatan tanah di sepanjang profil yang dapat diidentifikasi adalah seperti yang disajikan pada Gambar 7.24). Pada gambar tersebut tampak bahwa percepatan tanah di daerah tanah asli (tidak ada endapan) umumnya lebih besar daripada percepatan tanah di daerah endapan. Kondisi sebaliknya terjadi pada *spectral velocity* seperti yang tampak pada gambar tersebut. Pada daerah lembah yang terdiri atas tanah endapan, *spectral velocity* tampak lebih besar dan puncaknya bergeser ke arah periode getar T yang lebih besar.

Paulay dan Priestley (1992) mengatakan bahwa efek topografi mempunyai pengaruh terhadap intensitas gerakan tanah (*ground motion intensity*). Lokasi-lokasi yang berada di puncak-puncak bukit/perbukitan cenderung mengalami gerakan tanah akibat gempa yang lebih besar, yang berkemungkinan lebih merusakkan bangunan. Hal ini terjadi pada gempa M = 7,8 Chile 1987. Bangunan apartemen beton bertulang 4 – 5 tingkat dibangun di dua kompleks yaitu di daerah lembah dan daerah perbukitan seperti yang tampak pada Gambar 7.25). Kompleks perumahan tersebut dibangun pada waktu dan oleh kontraktor yang sama Akibat gempa Chile 1987 tersebut, bangunan yang berada di perbukitan mengalami kerusakan

yang serius sedangkan bangunan-bangunan di lembah tidak mengalami kerusakan yang **berarti.** Adanya *geographical amplification* di perbukitan tersebut juga dibuktikan oleh **rekaman** gempa-gempa susulan.



Gambar 7.24 Distribusi *spectral acceleration* dan *velocity* (Seed et al. dalam Fang, 1991)

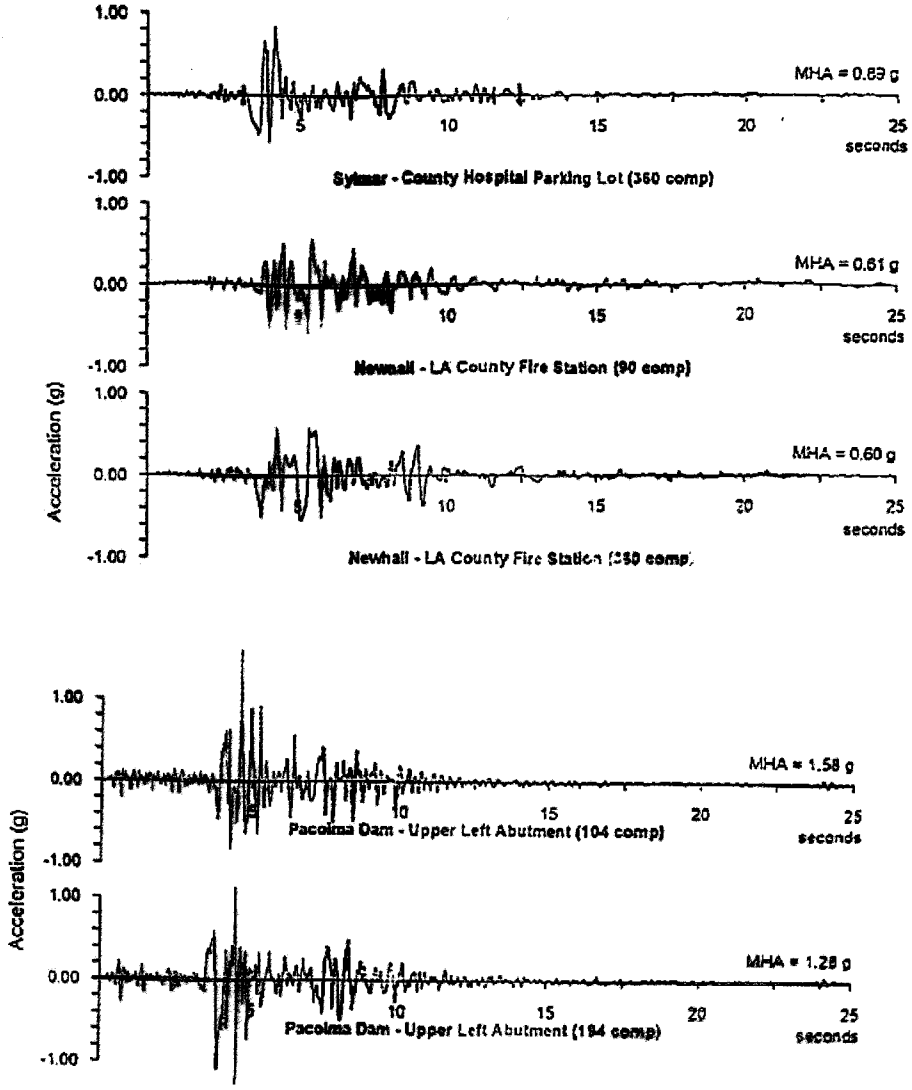


Gambar 7.25 *Geographical amplification* dan *str. damage* di Vina del Mar Chile, 1987

Percepatan tanah yang direkam di Pacioma Dam pada gempa San Fernando 1971 adalah salah satunya. Betapa tidak, percepatan tanah yang direkam di Pacoima Dam itu mencapai 1,20 g. padahal percepatan tanah di daerah lain umumnya relatif kecil yaitu kurang lebih hanya 0,50 g. Banyak para ahli menduga bahwa percepatan tanah yang begitu besar tersebut salah satunya adalah akibat *topographical effect*, akarena Pacioma Dam terletak didaerah perbukitan. Terlepas dari temuan berikutnya bahwa rekaman itu tidak sepenuhnya akurat, namun demikian efek topografi tetap menjadi perhatian bagi para peneliti.

Adanya gejala *topographical amplification* juga terjadi pada gempa Northridge (1994). Hal ini dapat diperhatikan pada Gambar 7.26), yaitu hasil pencatatan gempa di Sylmar County Hospital dan yang dicatat di Pacoima Dam. Percepatan tanah maksimum yang dicatat di

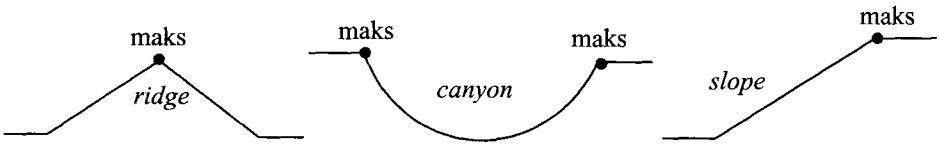
Sylmar County Hospital adalah 0,89 g dan yang di Pacoima dam adalah 1,58 g, padahal episenter di Pacoima Dam lebih jauh daripada Sylmar County Hospital.



Gambar 7.26. Gempa Northridge 1994 yang direkam di beberapa tempat [ ]

Kajian efek topografi juga telah dilakukan secara analitik. Geli (1988) dalam Stewart dkk (2001) dengan mengambil 3-model *surface topography* yaitu bukit (*ridge*), lembah (*canyon*) dan tebing (*slope*) seperti pada Gambar 7.27). Untuk bentuk permukaan berupa bukit (*ridge*), studi dengan mengambil konfigurasi panjang input gelombang λ sama dengan tinggi bukit. Dengan konfigurasi seperti itu, secara umum studi menyimpulkan bahwa amplifikasi maksimum telah terjadi pada puncak bukit. Untuk topografi bentuk *canyon*, studi dilakukan

dengan mengambil konfigurasi yang akan menghasilkan amplifikasi maksimum, yaitu pada saat panjang gelombang λ sama dengan radius *canyon*.



Gambar 7.27. Model *surface topography*

Hasil dari studi ini menunjukkan bahwa amplifikasi terbesar terjadi pada ujung *canyon*. Pada topografi yang berbangun *slope*, studi mengambil variable sudut *slope* dan kaitannya dengan panjang input gelombang. Secara umum studi menyimpulkan bahwa amplifikasi maksimum akan terjadi pada ujung atas *slope* dan akan meningkat sesuai dengan sudut *slope* yang semakin besar. Dari ketiga analisis tersebut telah memberikan gambaran bahwa puncak-puncak bukit, *canyon* maupun *slope* cenderung mempunyai respons yang lebih besar dibanding tempat yanag lain. Hal inilah yang kemudian dikenal dengan *topographical effects*. Bukti dari hal-hal tersebut di atas diteliti oleh Semblat el al.(2002) seperti yang disajikan pada Butir 7.7) berikut.

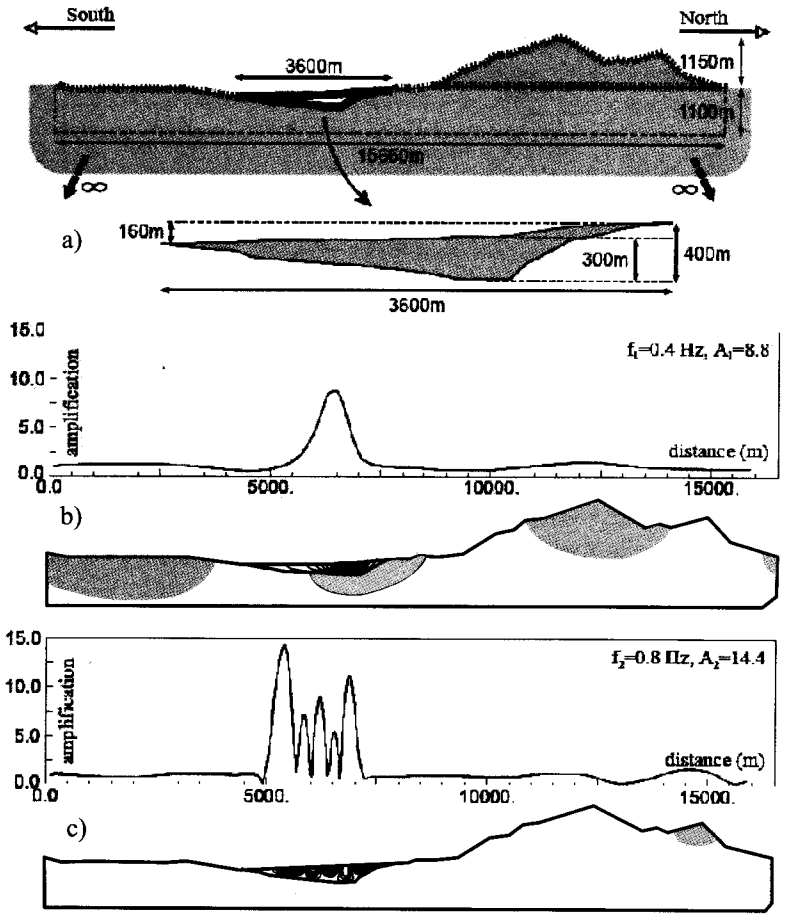
7.7 *Site Effects* pada Tanah Endapan Dalam

Semblat et al.(2002) melakukan penelitian tentang *site effects* di Caracas Venezuela. Analisis numerik atas metode *boundary element method* dalam domain frekuensi kemudian dibandingkan dengan hasil penelitian lapangan dengan *microtremor*. Kondisi topografi termasuk medium tanah endapan adalah seperti yang disajikan pada Gambar 7.28). Tampak pada Gambar 7.28.a) bahwa panjang model kajian topografi tanah meliputi lebih dari 15 km, panjang medium tanah endapan menjadi 3,6 km dengan kedalamam tanah endapan mencapai 300 m.

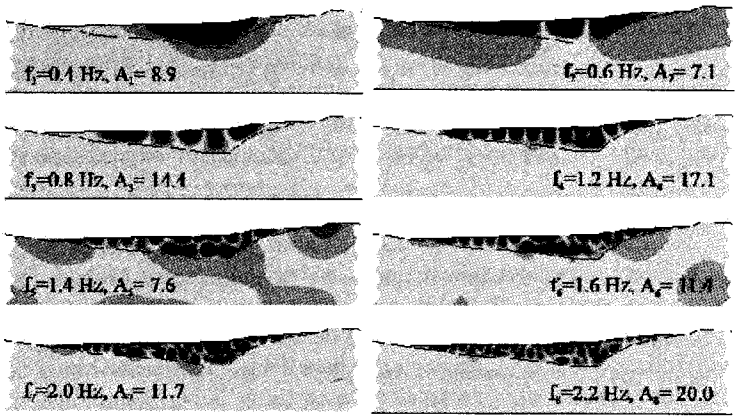
Amplifikasi pada frekuensi f = 0,4 Hertz (T = 2,5 dt) adalah seperti yang tampak pada Gambar 7.28.b). Tampak pada Gambar tersebut bahwa amplifikasi maksimum terjadi pada daerah tanah endapan dengan amplifikasi maksimum ± 8 – 9. Pada gambar tersebut juga tampak adanya amplifikasi pada puncak perbukitan sebagaimana dibahas pada Butir 7.6. Amplifikasi yang terjadi pada puncak bukit dan puncak *slope* dapat mencapai nilai ± 2.

Apabila frekuensi beban dinaikkan menjadi f = 0,8 Hertz (T = 1,25 dt) maka amplifikasi yang terjadi adalah seperti yang tammpak pada Gambar 7.28.c). Tampak pada gambar tersebut bahwa amplifikasi mengikuti irama getaran frekuensi tinggi (ada beberapa *spikes*) dengan kontur amplifikasi yang menggumpal-gumpal. Amplifikasi maksimum justru mencapau nilai ± 14.

Hasil analisis yang berupa kontur amplifikasi dengan variasi frekuensi beban disajikan pada Gambar 7.29). Pada gambar tersebut tampak bahwa pada frekuensi beban yang rendah maka kontur amplifikasi tampak terfokus pada pusat tanah endapan. Namun demikian pada frekuensi beban yang semakin tinggi maka kontur amplifikasi membentuk gumpalan-gumpalan. Hal ini sesuai dengan prinsip dinamika bahwa medium tanah endapan yang dalam yang mempunyai frekuensi cukup rendah dan dibebani dengan frekkuensi tinggi maka getaran akan didominasi oleh *higher modes* (kontur amplifikasi menjadi menggumpal-gumpal).



Gambar 7.28. Amplifikasi sepanjang profil tanah endapan (Semblat et al.,2002)



Gambar 7.29. Amplifikasi tanah untuk berbagai frekuensi (Semblat et al.(2002)

7.8 Kategorisasi Tanah setempat (*Site Categorization*)

Terdapat beberapa kriteria yang dipakai untuk menentukan kategori jenis tanah. Sangat biasa suatu *site* disebut tanah keras, tanah lunak, pasir, pasir lepas, tanah berbatu dan sebagainya. Untuk dapat mengakategorisasikan jenis-jenis tanah itu maka ada beberapa kriteria yang umumnya dipakai. Kriteria-kriteria yang dimaksud adalah :

1. Kondisi geologi
2. Kecepatan gelombang geser Vs
3. Data geoteknik
4. Kedalaman *base rock*

Kondisi geologi yang dimaksud adalah kondisi tanah yang didasarkan atas usia geologi (*geological age*), misalnya Holocene, Pleistocene, Tertiary, Mesozoic dan sebagainya. Istilah-istilah ini akan lebih jelas dilihat pada daftar *geological age*. Kecepatan gelombang geser Vs adalah kecepatan gelombang geser yang terjadi di dekat permukaan tanah. Para ahli berpendapat bahwa *soil density* hanya sedikit bervariasi menurut kedalaman, sehingga kecepatan gelombang geser Vs dipandang lebih tepat sebagai salah satu criteria kategorisasi tanah. Kecepatan gelombang geser juga bervariasi menurut kedalaman tanah, sehingga para ahli sepakat untuk memakai kecepatan gelombang geser sampai 30 meter dibawah permukaan. Kecepatan gelombang geser itu kemudian diberi notasi *the 30 m –Vs*, namun seterusnya cukup disebut Vs.

Tabel 7.1 *Site Category* in NERHRP (Martin, 1994)

NEHRP Category	Kalsifikasi tanah	Shear Wave velocity, Vs
A	Hard Rock	≥ 1500 m/dt
B	Firm to hard Rock	750 – 1500 m/dt
C	Dense soil/sand to soft rock	360 – 760 m/dt
D	Stiff soil	180 – 360 m/dt
E	Soft Clays	≤ 180 m/dt
F	Liquefiable soil, soft clay ≥ 36 m thick	

Tabel 7.2 *Site Category* (Rodriguez dan Marek, 2001)

Site	Kategori tanah	Approx. Site Period T	Shear wave Velocity Vs	Approx. Depth D
A	Hard rock	≤ 0,10 dt	≥ 1500 m/dt	
B	Competent Bedrock	≤ 0,20 dt	≥ 600 m/dt	≤ 10 m
C1	Weathered Rock	≤ 0,40 dt	300 – 600 m/dt	10 m ≤ D ≤ 30 m
C2	Shallow Stiff Soil	≤ 0,50 dt		10 m ≤ D ≤ 30 m
C3	Intermediate Depth Stiff soil	≤ 0,80 dt		30 m ≤ D ≤ 60 m
D1	Deep Stiff Holocene Soil	≤ 1,40 dt		60 m ≤ D ≤ 200 m
D2	Deep Stiff Pleistocene Soil	≤ 1,40 dt		60 m ≤ D ≤ 200 m
D3	Very Deep Stiff Soil	≤ 2,00 dt		
E1	Medium Thickness Soil Clay	≤ 0,70 dt		3 m ≤ D ≤ 12 m
E2	Deep Soft Clay	≤ 1,40 dt		D ≥ 12 m
F	Potentially Liquefiable Sand			Loose sand with water table ≤ 6,0 m

Data geoteknik yang dimaksud adalah jenis tanah yang akan dituju misalnya tanah batu

(*rock site*), tanah keras (*stiff soil site*), tanah nonkohesi yang dalam (*deep cohesionless soil*), tanah medium sampai tanah lunak (*medium to soft soil*). Sedangkan kedalaman *base rock* umumnya ditandai dengan kecepatan gelombang geser Vs ≥ 2500 m/dt.

Dengan diperolehnya periode getar tanah pada contoh di atas yaitu Vs = 149 m/dt maka menurut Tabel 7.1) tanah endapan tersebut dapat dikategorikan tanah *soft clay*. Sedangkan menurut Tabel 7.2) dengan periode getar tanah Ts = 0,333 dt dan kedalaman tanah endapan adalah 12 meter maka endapan dapat dikategorikan *medium thickness soil* (*clay*). Berdasarkan kategorisasi tanah dari ke dua tabel tersebut di atas, contoh tanah yang dipakai termasuk kategori tanah jenis E.

7.9 Karakteristik Statik dan Karakteristik Dinamik Tanah

Analisis respons tanah endapan yang salah satunya dipakai untuk menentukan derajat amplifikasi ataupun deamplifikasi diperlukan data yang lebih rinci tentang jenis, sifat-sifat maupun properti tanah. Sifat atau karakteristik tanah endapan yang dimaksud dapat berupa karakteristik statik maupun dinamik. Karakteristik statik misalnya nilai kohesi c, gesekan antar butir ϕ, dan poisson ratio. Karakteristik dinamik misalnya nilai modulus geser (*shear modulus*), sifat-sifat linearitas dan perilaku mekanik tanah atas beban siklis. Semua karakter tersebut akan berpengaruh pada gerakan tanah dan respon bangunan di atas permukaan tanah.

7.9.1 Karakteristik Statik

7.9.1.a Tanah Pasir (*Cohesionless Soils*)

Secara umum tanah dibedakan menjadi tanah berpasir (kohesi c = 0) dan tanah lempung murni (ϕ = 0). Namum demikian di lapangan sering dijumpai tanah campuran antara keduanya (*c - ϕ soils*). Didalam analisis, tanah sering dianggap betul-betul pasir murni ataupun lempung murni. Anggapan ini penting karena untuk menyederhanakan masalah atau pada test di laboratorium sering dibuat seperti pada kondisi itu. Karena pasir tidak mempunyai kohesi maka pada saat terjadi gempa maka butir-butir pasir saling memadat ataupun bahkan saling merenggang dengan mudah seperti pada peristiwa likuifaksi. Likuifaksi adalah peristiwa hilangnya gaya gesek antara butir sebagai akibat dari meningkatnya tekanan air-pori akibat goncangan gempa.

Walaupun sudah berupa pasir murni namun demikian nilai sudut geser alam (ϕ) pasir yang berasal dari beberapa tempat tidaklah sama. Mayne dan Kulhawy (1982) merangkum data sudut geser alam pasir dari beberapa tempat dan ternyata nilainya sangat bervariasi. Ada kecenderungan bahwa semakin besar *relative density, Dr* maka semakin besar sudut geser alam. Untuk pasir dengan kepadatan relatif Dr antara 45 - 65 % maka sudut gesek alam ϕ berkisar antara 28 - 37°. Broker dan Ireland (1965) memberikan nilai nilai $\phi = 33^\circ$ untuk kepadatan relatif Dr = 50 %. Dengan demikian sudut gesek alam untuk pasir yang biasanya diambil $\phi = 30^\circ$ adalah untuk pasir dengan kepadatan relatif kurang dari 50 %. Sudut gesek alam ϕ merupakan karakter statik yang sangat diperlukan pada baik analisis mupun disain pekerjaan fondasi. Das (1983) menyatakan bahwa apabila terjadi gempa bumi maka nilai sudut gesek alam akan berkurang. Dengan berkurangnya sudut gesek alam maka hal ini akan mempengaruhi daya dukung tanah.

Nilai poisson ratio tanah yang umumnya dipakai pada analisis *settlement* atau didalam menentukan kecepatan gelombang geser umumnya tergantung pada jenis tanah. Kecepatan gelombang geser dipakai pada analisis rotasi-fondasi (*rocking*) akibat beban gempa. Nilai poisson ratio diperoleh dengan suatu anggapan bahwa tanah merupakan material yang homogen dan mempunyai perilaku fisik/mekanik yang sama disegala arah (isotropik).

Menurut beberapa literatur nilai poisson ratio untuk tanah berpasir berkisar antara 0,15 – 0,25 sedangkan untuk pasir berkisar antara 0,30 – 0,35.

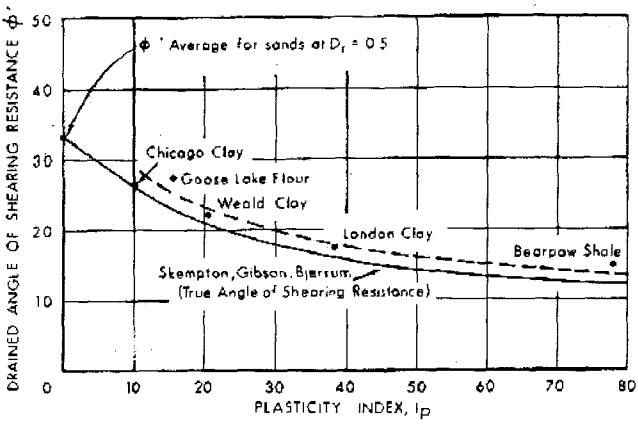
Table 7.3 Poisson's Ratio Beberapa Jenis Tanah

Jenis dan Kondisi tanah	Poisson's ratio
1. Clay, saturated	0,50
2. Clay with san and silt	0,30 – 0,42
3. Clay unsaturated	0,35 – 0,40
4. Loess	0,44
5. Sandy soils	0,15 – 0,25
6. Sand	0,30 – 0,35

7.9.1.b Tanah Kohesif (*Cohesive Soils*)

Tanah lempung umumnya terdiri atas butir-butir yang sangat halus dari beberapa jenis mineral yang mempunyai sifat kohesif. Sifat kohesif ini adalah suatu hasil interaksi antara mineral-mineral penyusun lempung dengan air. Dengan adanya interaksi tersebut maka akan terjaadi lekatan/rekatan antara butir yang satu dengan butir yang lain. Peristiswa seperti itulah kemudian suatu lempung akan mempunyai nilai kohesi tertentu yangmana kohesi mempunyai unit FL^{-2} atau sama dengan unit tegangan.

Sampai saat ini belum ada suatu data yang komprehensif tentang rentang nilai kohesi suatu tanah lempung. Dibeberapa literatur ada yang memakai nilai kohesi c = 0.2 kg/cm^2 namun demikian ada juga yang memakai nilai kohesi c = 1.2 kg/cm^2. Namun demikian nilai kohesi tanah dapat dikaitkan dengan N-SPT value sebagaimana disajikan pada persamaan 7.29). Sama dengan sudut gesek alam ϕ maka kohesi tanah lempung merupakan karakteristik penting yang digunakan untuk analisis dan disain fondasi. Apabila terjadi gempa bumi maka terdapat perubahan karakteristik tanah lempung yang dapat mengurangi daya dukung tanah.



Gambar 7.30. Indeks plastisitas PI vs sudut gesek alam ϕ (Broker & Ireland, 1965)

Selain kohesi c, maka sifat fisik lempung yang lain adalah *Plasticity Index PI.* Akan dijelaskan kemudian yaitu pada perilaku tanah akibat beban siklis bahwa indeks plastisitas ini mempunyai pengaruh yang sangat penting. Dengan konsep indeks plastisitas ini, ada tanah lempung yang mempunyai PI rendah, menengah dan tinggi. Broker dan Ireland (1965) mengadakan penelitian tentang koefisien tekanan tanah saat diam Ko (*lateral earth pressure*

coefficient at rest) dan sekaligus menghasilkan hubungan antara indeks platisitas dengan sudut gesek alam ϕ pada *c -ϕ soils* dan hasilnya disampaikan pada Gambar 7.30).

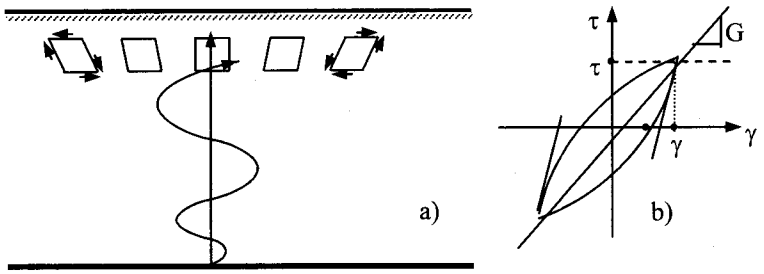
Berdasarkan gambar tersebut terlihat secara jelas bahwa susut gesek alam ϕ dipengaruhi oleh indeks plastisitas dengan hubungan mirip seperti fungsi eksponensial. Untuk indeks plastisitas tinggi akan diperoleh sudut gesek alam yang relatif kecil. Dijelaskan juga bahwa walaupun hubungan tersebut dibuat berdasarkan data yang masih terbatas tetapi hubungan tersebut akan sangat bermanfaat.

7.9.2 Karakteristik Dinamik Tanah

Karakteristik dinamik tanah yang dimaksud dalam hal ini adalah modulus geser tanah yang umumnya disingkat dengan notasi G, redaman material/damping tanah yang umumnya diberi notasi D dan kecepatan gelombang geser yang umumnya disingkat dengan huruf V_S.. Nilai modulus geser G, redaman material D dan kecepatan gelombang geser dapat dicari dengan berbagai macam cara. Cara-cara itu misalnya berdasar pada uji/test dilapangan (*field test*), uji laboratorium dan hubungan empirik yang diperoleh dari hasil uji lapangan dan laboratorium (Das, 1993). Nilai-nilai karakteristik dinamik itu sangat diperlukan pada persoalan-persoalan daya dukung dinamik tanah, persoalan akibat getaran mesin, interaksi antara tanah dengan fondasi maupun persoalan-persoalan dam dan struktur urugan tanah akibat beban dinamik yang lain.

7.9.2.a Modulus Geser G dan Damping D

Perilaku tanah akibat beban dinamik yang dilakukan pada percobaan di laboratorium sebetulnya adalah dalam rangka mensimulasi perilaku elemen tanah pada kedalaman tertentu akibat getaran gelombang gempa. Simulasi yanag dilakukan umumnya menganggap bahwa gelombang geser merambat lurus secara vertikal sehingga gelombang geser tersebut akan mengakibatkan suatu elemen tanah berubah-ubah bentuk akibat adanya gaya geser bolak-balik. Rambatan gelombang geser dan beban geser bolak-balik atas suatu elemen tanah tersebut diilustrasikaan seperti pada Gambar 7.31).



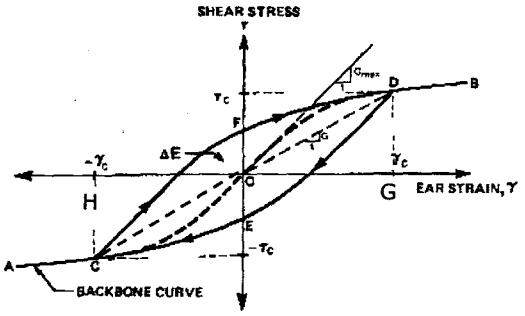
Gambar 7.31. Elemen tanah akibat gelombang gerser vertikal dan *hysteretic loop*

Pada kenyataannya di lapangan, pembebanan siklis pada elemen tanah tidak mengalami drainase atau *undrained cyclic loads*. Pembebanan geser siklis seperti itu utamanya adalah akibat gempa bumi. Akibat beban geser siklis maka elemen/sampel tanah akan mengalami perubahan bentuk yang ditandai oleh timbulnya distorsi atau *relative displacement* sisi atas terhadap sisi bawah seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 7.31.a). Derajat distorsi pada elemen tanah umumnya diukur dengan istilah regangan geser (*shear strain*) yang umumnya diberi notasi γ sebagaimana ditunjukkan sebagai absis di Gambar 7.31.b). Besarnya regangan

geser ini dapat dinyatakan dalam ratio antara perubahan horisontal (*horizontal displacement*) dengan tinggi sampel/elemen.

Parameter lain pada perilaku elemen/sampel tanah akibat beban siklis geser adalah tegangan geser yang umumnya dinyatakan dalam notasi τ. Tegangan geser ini diperoleh dengan membagi gaya geser dengan luas bidang geser sehingga mempunyai unit FL^{-2}. Parameter penting yang lain adalah modulus geser (*shear modulus*) yang umumnya dinyatakan dalam notasi G. Nilai modulus geser ini merupakan perbandingan antara tegangan geser τ dengan regangan geser γ sebagaimana tampak pada Gambar 7.31.b). Terdapat istilah yaitu modulus geser maksimum yang umumnya disingkat dengan notasi G_o. Nilai G_o tersebut pada hakekatnya adalah nilai modulus geser untuk regangan geser yang sangat kecil yaitu regangan geser bekisar antara 10^{-6}. Pada regangan geser sebesar itu kondisi tanah betul-betul masih dalam keadaan elastik. Dengan demikian G_o adalah modulus geser pada kondisi tanah yang masih elastik.

Hubungan antara tegangan geser τ dan regangan geser γ dalam satu gerakan/goyangan sempurna dapat digambar menjadi *hysteretic loop* secara ideal sepeti tampak pada Gambar 7.31.b), sedangkan gambar *hystertic loops* yang lebih riil adalah seperti pada Gambar 7.32).



Gambar 7.32. *Hysteretic Loops.*

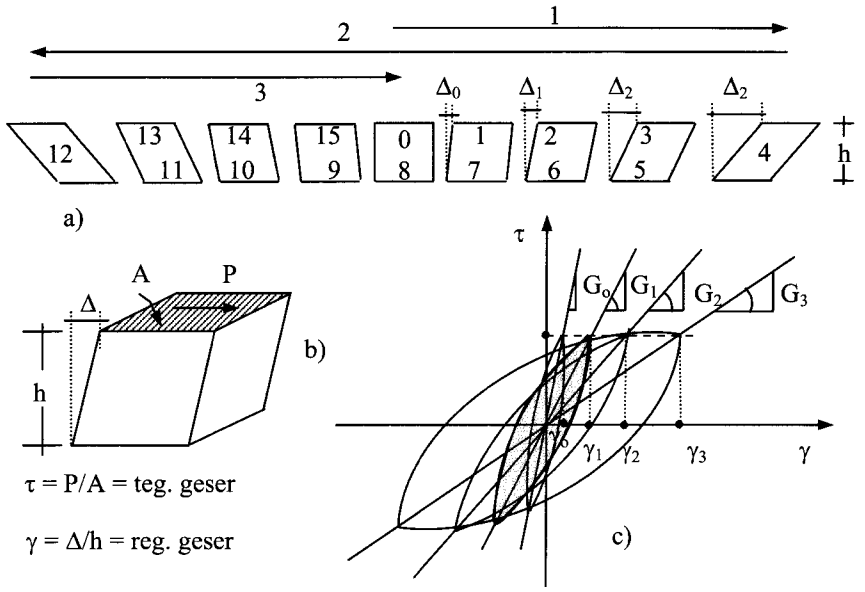
Apabila sebuah sampel tanah dibebani beban geser maka plot antara tegangan geser dan regangan geser akan mengikuti kurva OD. Dengan melihat kurva tersebut maka perilaku sampel tanah adalah bersifat non-linear sebagaimana perilaku desak beton. Apabila *velocity* sama dengan nol maka arah pembebanan/respons akan membalik dan perilaku tanah akan menelusuri kurva DC. Titik D dan C adalan titik regangan maksimum pada suatu beban geser tertentu. Apabila *velocity* sama dengan nol, maka arah beban/respons akan membalik dan kembali searah dengan beban geser yang pertama, selanjutnya perilaku hubungan akan menelusuri garis CD atau menuju ke titik awal D. Garis DECFD itulah yang disebut *hysteretic loops* untuk siklus. Untuk siklus-siklus selanjutnya yaitu pada regangan maksimum yang semakin besar maka umumnya kekuatan tanah menjadi semakin menurun/degradasi.

7.9.2.b Modulus Geser dan Redaman (*Shear Modulus and Damping Curve*)

Gambar 7.32) adalah *hystertic loops* hanya untuk 1-siklus pembebanan. Pada kenyataannya siklus-siklus pembebanan tersebut akan berulang-ulang sesuai dengan taraf pembebanan dinamik yang ada. Kemungkinan urutan siklus-siklus itu apabila digambar adalah seperti yang tampak pada Gambar 7.33).

Sebagaiman dikatakan sebelumnya, apabila terjadi gempa yang menimbulkan gelombang geser, maka suatu elemen tanah akan dibebani beban siklik dan bentuk elemen

dari bentuk awal persegi kemudian akan mengalami perubahan bentuk seperti tampak pada Gambar 7.33.a). Perubahan bentuk pertama misalnya seperti tampak pada Gambar 7.33.b). Adanya perubahan bentuk berarti pada bidang datar luasan sebesar A akan terdapat gaya geser misalnya sebesar P.



Gambar 7.33. Beban siklik dan Modulus Geser

Untuk menyederhanakan persoalan diambil suatu elemen tanah dengan tinggi elemen adalah h dan akibat gerakan tanah maka terjadi pergeseran elemen sebesar Δ sebagaimana tampak pada Gambar 7.33.b). Tegangan geser τ dan regangan geser γ yang terjadi adalah,

$$\tau = \frac{P}{A} \qquad 7.1)$$

$$\gamma = \frac{\Delta}{h} \qquad 7.2)$$

Misalnya beban dinamik pada siklus pertama sesuai dengan bentuk urutan 0, 1, 8, 9 ,0 seperti Gambar 7.33.a) maka pada saat itu regangan geser yang terjadi adalah γ_o (lihat Gambar 7.33.c) yaitu regangan geser terkecil sebesar 0,000001 atau 1.10^{-6}. Pada saat itu modulus geser yang diperoleh adalah modulus geser maksimum G_o, sehingga,

$$G_o = \frac{\tau}{\gamma_o} \qquad 7.3)$$

Luasan histeretik yang ditunjukkan pada siklus pertama tersebut menunjukkan redaman material atau damping lapisan tanah. Rasio antara luasan *hysteretic* dengan luasan segitiga OAD dan sehitiga OCH dikalikan dengan $1/2\pi$ didefinisikan oleh para ahli sebagai koefisien redaman yang disingkat dengan Do.

Selanjutnya beban siklik yang kedua misalnya bentuk urutan 0, 1, 2, 7, 8, 9, 10, 15, 0 di Gambar 7.33.a), maka regangan geser pada Gambar 7.32.c) menunjukkan γ_1 yangmana $\gamma_1 > \gamma_o$. Pada saat itu modulus gesernya adalah sebesar G_1 yang dapat diperoleh dengan,

$$G_1 = \frac{\tau}{\gamma_1} < G_o \qquad 7.4)$$

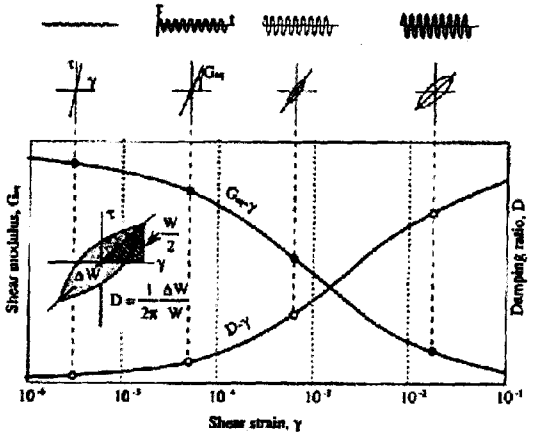
Dengan cara yang senada dengan sebelumnya, nilai koefisien redaman yang diperoleh pada siklus ini adalah D_1. karena luasan hysteretic pada siklus ke-dua lebih besar daripada siklus pertama maka $D_1 > Do$. Selanjutnya beban siklik yang ketiga misalnya adalah bentuk dengan urutan 0, 1, 2, 3, 6, 7, 8, 9, 10, 11, 14, 15, 0 pada Gambar 7.33.a) dengan regangan geser sebesar γ_2 yangmana $\gamma_2 > \gamma_1$. Dengan demikian modulus geser adalah,

$$G_2 = \frac{\tau}{\gamma_2} < G_1 < G_o \qquad 7.5)$$

Koefisien redaman yang diperoleh pada siklus ini adalah D_2 yangmana nilai $D_2 > D_1 > Do$. Siklik yang keempat misalnya adalah sesuatu dengan bentuk dengan urutan 0, 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8, 9, 10,11, 12, 13, 14, 15, 0 seperti di Gambar 7.33.a) yang regangan gesernya sebesar γ_3 yangmana $\gamma_3 > \gamma_2$. Dengan demikian modulus gesernya adalah,

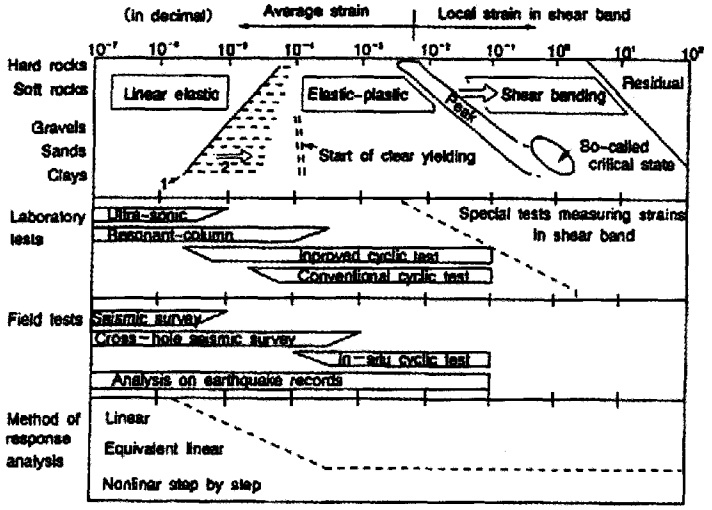
$$G_3 = \frac{\tau}{\gamma_3} < G_2 < G_1 < G_o \qquad 7.6)$$

Senada dengan hasil sebelumnya, nilai koefisien redaman pada siklus ini adalah D_3, dengan catatan $D_3 > D_2 > D_1 > Do$.



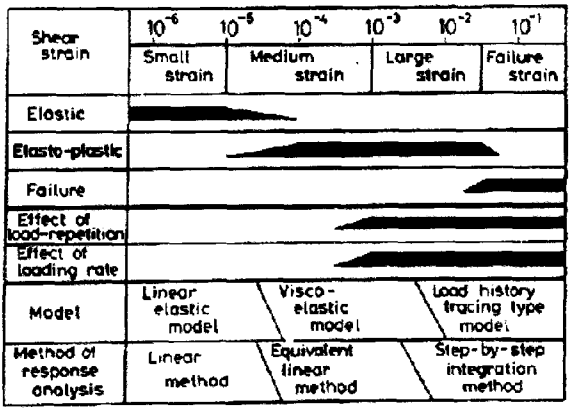
Gambar 7.34 *Shear Modulus and Damping Reduction Curves* (Anonim, 1993)

Berdasarkan bahasan tersebut dapatlah diketahui bahwa semakin besar regangan geser tanah γ, maka nilai modulus geser G akan semakin kecil sebaliknya nilai koefisien redaman D akan semakin besar. Hal tersebut juga berarti bahwa nilai regangan geser γ mempunyai pengaruh yang sangat besar terhadap modulus geser dan damping, sebagaimana disajikan pada Tabel 7.5. Atas fakta-fakta tersebut terdapat hubungan yang terbalik antara modulus geser G dan regangan geser γ di salah satu sisi dan koefisien redaman D dengan regangan geser γ di sisi yang lain. Hubungan tersebut kemudian disajikan pada sebuah gambar yang umumnya disebut *shear modulus and damping curve* sebagaimana tampak pada Gambar 7.34).



1. For normally consolidated soils subjected to monotonic loading

2. Increases as OCR increases and with cyclic loading



Gambar 7.35 Regangan geser, model tanah & cara uji model (Anonim 1993, Ishihara, 1982)

Dengan memperhatikan Gambar 7.34) dan 7.35) baik gambar atas maupun bawah menunjukkan bahwa tanah dalam kondisi betul-2 linier elastik apabila regangan geser tanah < 1.10^{-4}. Pada level regangan tersebut analisis dinamik lapis-lapisan tanah dipakai model linier elastik. Pada regangan geser yang lebih besar yaitu antara $10^{-4} - 5.10^{-3}$ perilaku tanah sudah menjadi elastik-plastik. Untuk itu model analisis biasanya dipakai ekivalen kekakuan linier, yaitu dengan menghubungkan antara puncak-puncak histeretik. Untuk regangan geser lebih dari 10^{-2} maka tanah sudah berperilaku non-linier inelastik sehingga analisis dinamik lapis-lapisan tanah sudah harus memakai analisis tahap-tahapan nonlinier. Penelitian Andika (2006) yang disajikan pada Gambar 7.16) menunjukkan bahwa regangan geser maksimum hampir mencapai 1% sehingga analisis dilakukan dengan respons non-linier inelastik.

7.9.3 Modulus Geser Maksimum G_o

Nilai modulus geser maksimum Go seperti disebut sebelumnya belum diketahui nilainya. Untuk itu telah terdapat banyak peneliti yang sudah melakukan studi tentang besarnya modulus geser maksimum G_o atau G_{max}. Banyak parameter yang akan mempengaruhi besarnya modulus geser maksimum G_o yang paling utama diantaranya adalah jenis tanah (lempung atau pasir), *effective confining pressure*, *void ratio* e, dan derajat konsolidasi. Hardin dan Black (1969) mengusulkan suatu rumus yang dapat dipakai untuk menghitung modulus geser maksimum G_o untuk ***tanah liat*** dengan nilai $0.4 < e < 1.20$ adalah sebagi berikut,

$$G_o = 1230.\, OCR^k \frac{(2{,}973 - e)^2}{(1+e)} \bar{\sigma}_o^{\,0{,}50} \quad (\textit{dalam psi}) \tag{7.7}$$

$$G_o = 326.\, OCR^k \frac{(2{,}973 - e)^2}{(1+e)} \bar{\sigma}_o^{\,0{,}50} \quad (\textit{dalam } kg/cm^2) \tag{7.8}$$

dengan G_o adalah modulus geser maksimum, OCR adalah derajat konsolidasi, e adalah *void ratio* dan $\bar{\sigma}_o$ adalah *effective confining pressure.*

Untuk tanah dengan indeks plastisitas PI sama dengan 0, 20, 40, 60, 80 dan > 100 maka nilai k pada persamaan tersebut berturut-turut adalah 0, 0.18, 0.30, 0.41, 0.48, 0.50.

Nilai $\bar{\sigma}_o$ dapat diperoleh dengan,

$$\bar{\sigma}_o = \frac{(\sigma_1 + \sigma_2 + \sigma_3)}{3} \tag{7.9}$$

yangmana σ_1 adalah *effective vertical stress* , σ_2 dan σ_3 adalah tekanan tanah horisontal yang keduanya dapat diperoleh dengan,

$$\sigma_2 = \sigma_3 = K_o\, \sigma_1 \tag{7.10}$$

dengan K_o adalah koefisien tekanan horisontal tanah saat diam dan dapat diperoleh dengan,

$$K_o = 1 - \sin\phi \tag{7.11}$$

dengan adalah sudut gesek alam.

Contoh : C8.1 . Suatu lapisan tanah lempung terkonsolidasi secara lebih dengan OCR = 1,25, mempunyai *confining pressure* σ_o = 0,424 kg/cm^2, angka pori lapisan tanah tersebut adalah e = 0,90, sadangkan indeks plastisitas PI = 40 %. Akan dihitung modulus geser maksimum Go.

Penyelesaian :

1. Untuk PI = 40 % maka nilai k = 0,30
2. Modulus geser maksimum untuk tanah lempung dipakai pers. 7.7),

$$\begin{aligned} G_o &= 326.\, OCR^k \frac{(2{,}973 - e)^2}{(1+e)} \bar{\sigma}_o^{\,0{,}50} \\ &= 326.(1{,}25)^{0{,}3} \frac{(2{,}97 - 0{,}9)^2}{1 + 0{,}9} (0{,}424)^{0{,}5} = 511{,}87\ kg/cm^2 \end{aligned} \tag{7.12}$$

Selanjutnya, dibanyak kesempatan nilai *confining pressure* σ_o harus dihitung terlebih dahulu. Untuk itu perlu dihitung tegangan efektif terlebih dahulu dan untuk keperluan perlu dibantu dengan beberapa formula yang diantaranya adalah,

$$\gamma_{dry} = \frac{\gamma_{wet}}{1+w} \qquad 7.13.a)$$

$$\gamma_{dry} = \frac{S_G}{1+e}\gamma_w \qquad 7.13.b)$$

$$\gamma_{wet} = \gamma_{dry}(1+w) = \frac{S_G(1+w)}{1+e}\gamma_w \qquad 7.13.c)$$

$$\gamma_{sat} = \frac{(S_G+e)}{1+e}\gamma_w \qquad 7.13.d)$$

$$\gamma_{eff} = \gamma_{sat} - \gamma_w = \frac{(S_G+e)}{1+e}\gamma_w - \frac{(1+e)}{(1+e)}\gamma_w = \frac{(S_G-1)}{1+e}\gamma_w \qquad 7.13.e)$$

yangmana γ_{wet} adalah berat velume tanah bawah (ada kandungan air), w adalah kandungan air dalam %, γ_{dry} adalah berat volume tanah kering, S_G adalah *soil specific gravity*, e adalah angka pori, γ_{sat} adalah berat volume tanah jenuh air dan γ_{eff} berat volume tanah efektif setelah memperhitungkan pengaruh tekanan hidrostatik air.

Selanjutnya untuk ***tanah pasir***, Hardin dan Black (1978) mengusulkan formula modulus geser maksimum Go yaitu,

$$G_o = 1230.\ \frac{(2{,}973-e)^2}{(1+e)}\ \bar{\sigma}_o^{\,0{,}50} \quad (\textit{dalam psi}) \qquad 7.14)$$

Persamaan 7.13) adalah untuk pasir bersudut (*angular grained sands*), sedangkan untuk pasir bulat-bulat (*round- grained sands*), nilai modulus geser maksimum adalah,

$$G_o = 1230.\ \frac{(2{,}973-e)^2}{(1+e)}\ \bar{\sigma}_o^{\,0{,}50} \quad (\textit{dalam psi}) \qquad 7.15)$$

Richart et al.(1977) mengusulkan rumus untuk modulus geser maksimum G_{max} pada pasir bersih berbutir halus dan berbutir tajam berturut-turut adalah,

$$G_o = 700.\ OCR^k\ \frac{(2{,}17-e)^2}{(1+e)}\ \bar{\sigma}_o^{\,0{,}50} \qquad 7.16)$$

$$G_o = 326.\ OCR^k\ \frac{(2{,}17-e)^2}{(1+e)}\ \bar{\sigma}_o^{\,0{,}50} \qquad 7.17)$$

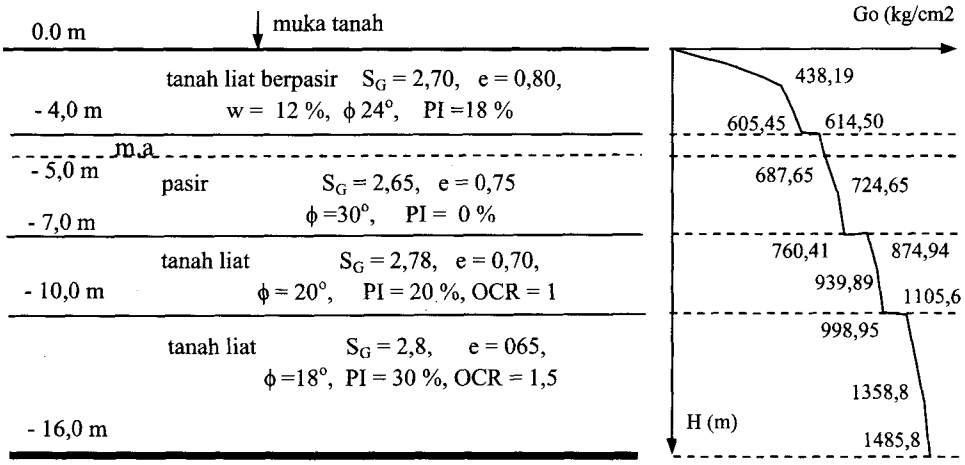
dengan catatan rumus tersebut untuk G_{max} dalam kg/cm^2 dan e < 0.80.

Contoh : C8.2. Untuk mempermudah memahami modulus geser maksimum maka diberikan contoh lapis-lapisan tanah dengan konfigurasi dan properti tanah seperti yang tampak pada Gambar 7.36).

Untuk menyelesaiakn persoalan tersebut maka dipakai asumsi bahwa sampai dengan muka air tanah, baik tanah liat berpasir dan lapis pasir mempunyai kadar air w = 12 %. Hitungan diambil tiap meter persegi luasan. Untuk itu akan dihitung dulu berat volume tanah di tiap-tiap lapisan.

1. Untuk lapis dari 0 sampai – 4,00 m, maka

$$\gamma_{wet} = \frac{S_G(1+w)}{1+e}\gamma_w = \frac{2{,}7(1+0{,}12)}{1+0{,}8}\,1 = 1{,}68\ t/m^3$$



Gambar 7.36 Profil tanah endapan dan nilai modulus geser

3. Dari lapis – 4,0 m sampai – 5,0 m, maka

$$\gamma_{wet} = \frac{S_G(1+w)}{1+e}\gamma_w = \frac{2{,}65(1+0{,}12)}{1+0{,}75}1 = 1{,}696\ t/m^3$$

4. Dari lapis – 5,0 m sampai - 7,0 m,

$$\gamma_{net} = \frac{(S_G-1)}{1+e}\gamma_w = \frac{2{,}65-1}{1+0{,}75}1 = 0{,}943\ t/m^3$$

5. Dari lapis – 7,0 m sampai – 10 m,

$$\gamma_{net} = \frac{(S_G-1)}{1+e}\gamma_w = \frac{2{,}78-1}{1+0{,}70}1 = 1{,}040\ t/m^3$$

6. Dari lapis – 10 m sampai – 16 m,

$$\gamma_{net} = \frac{(S_G-1)}{1+e}\gamma_w = \frac{2{,}8-1}{1+0{,}65}1 = 1{,}091 t/m^3$$

7. *Shear modulus* maksimum G_o pada kedalaman -4,0 m (e = 0,80, OCR = 1)
Nilai PI = 18 % maka dengan interpolasi linier nilai k = 0,162

$$\sigma_1 = \frac{4.(1680)}{100.(100)}\frac{kg}{cm^2} = 0{,}672\frac{kg}{cm^2},\quad K_o = 1-\sin(22) = 0{,}625$$

$$\sigma_2 = \sigma_3 = 0{,}625.(0{,}672) = 0{,}42\frac{kg}{cm^2},\quad \bar{\sigma}_o = \frac{(0{,}672+2.(0{,}42))}{3} = 0{,}504\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$G_o = 326.\ OCR^k\ \frac{(2{,}973-e)^2}{(1+e)}\ \bar{\sigma}_o^{\,0{,}50}$$

$$= 326.(1{,}0)^{0{,}162}\ \frac{(2{,}97-0{,}8)^2}{1+0{,}8}\ (0{,}504)^{0{,}5} = 605{,}45\ kg/cm^2$$

Dengan cara yang sama maka dapat dihitung nilai *shear modulus* maksimum G_o pada kedalaman-kedalaman yang lain yang hasilnya seperti yang disajikan pada Tabel 7.4

Tabel 7.4. Hitungan Modulus Geser Maksimum G_o dan Kekakuan Lapisan Tanah K

El.	e	PI	OCR	ϕ	Ko	σ_1 kg/cm^2	σ_2=σ_3 kg/cm^2	$\overline{\sigma}_o$	k	Go kg/cm^2	K kg/cm
0.0	0,80	18	1	22	0,625	0	0	0		0	0
-2,0	0,80	18	1	22	0,625	0,336	0,228	0,264	0,16	438,19	13045,5
-4,0	0,80	18	1	22	0,625	0,672	0,420	0,504	0,16	605,45	
-4,0	0,75	0	0	30	0,50	0,672	0,336	0,448	0	614.50	
-5,0	0,75	0	0	30	0,50	0,841	0,421	0,561	0	687,65	
-5,0	0,75	0	0	30	0,50	0,841	0,421	0,561	0	687,65	23165,7
-6,0	0,75	0	0	30	0,50	0,935	0,467	0,623	0	724.65	
-7,0	0,75	0	0	30	0,50	1,029	0,514	0,686	0	760,41	
-7,0	0,70	20	1	21	0,642	1,029	0,661	0,784	0,18	874,94	
-8,5	0,70	20	1	21	0,642	1,186	0,761	0,903	0,18	938,99	31254,2
-10	0,70	20	1	21	0,642	1,343	0,862	1,022	0,18	998,95	
-10	0,65	30	1	17	0,707	1,343	0,950	1,081	0,24	1105,6	
-13	0,65	30	1,5	17	0,707	1,670	1,181	1,344	0,24	1358,8	21945,5
-16	0,65	30	1,5	17	0,707	1,997	1,412	1,607	0,24	1485,8	

8. Dalam hal ini dipakai :
    1. untuk tanah liat berpasir dipakai pers. 7.14)
    2. untuk tanah liat dipakai pers. 7.12)
    3. untuk tanah pasir dipakai pers. 7.13)
    4. kekakuan lapisan tanah dipakai pers. 7.17)

Apabila modulus geser G tiap-tiap lapis telah diperoleh, maka kekakuan lapisan tanah (kekakuan geser) dapat dihitung dengan (Singer, 1951; Das, 1993),

$$K_i = \frac{G_i.A}{h_i} \qquad 7.17)$$

yangmana K_i adalah kekakuan tanah lapis ke-i, A dalah luasan prisma tanah yang ditinjau dan hi adalah tebal lapisan ke-i.

Pada Tabel 7.4) tampak bahwa kekakuan dalam satu lapisan tanah tidaklah konstan, tetapi cenderung membesar pada elevasi yang semakin dalam. Untuk menghitung kekakuan lapisan maka perlu modulud geser G tiap lapis. Untuk itu dapat dipakai modulus geser rata-rata atau dihitung modulus geser ekivalen dengan cara yang lebih teliti yaitu (Dobry dkk, 1976),

$$\overline{G} = \frac{1}{H}\sum_{i=1}^{i=n} G_i.h_i \qquad 7.18)$$

yangmana $\overline{G}$ adalah modulus ekivalen, H adalah tebal total lapisan yang ditinjau atau dapat tebal total lapisan tanah, G_i dan h_i masing masing adalah modulus geser dan tebal lapis ke-i atau elevasi ke-i .

Contoh : C8.3. Akan dihitung kekakuan tanah endapan seperti pada Gambar 8.30 yaitu,

1. Lapis ke-1 antara + 0 sampai dengan -4 m,

$$G_{1r} = 0.50(438,19 + 605,45) = 521,82 \ kg/cm^2$$

2. Kekakuan lapis ke-1 dan dipandang tiap m^2 prisma tanah,

$$K_1 = \frac{G_1.A}{h_i} = \frac{521{,}82.(100)(100)}{400} \frac{kg.cm.cm}{cm^2.cm} = 13045{,}5 \ kg/cm$$

Lapis-lapis yang lain dapat dihitung dengan cara yang sama dan hasilnya adalah seperti yang tercantum pada Tabel 7.4).

7.9.4 Parameter-2 Terpenting untuk Modulus Geser dan Damping

Anonim (1993) mengatakan bahwa tanah umumnya terdiri atas butiran tanah, kandungan air dan udara. Apabila struktur tanah terdeformasi karena adanya beban, maka deformasi yang perlu diperhitungkan adanya deformasi susunan butir (soil skeleton). Hal ini terjadi karena deformasi udara, air umumnya sangat kecil, deformasi butiran umumnya juga diabaikan. Oleh karena itu konsentrasi deformasi akan tertuju pada deformasi rangkaian butir-butiran tanah.

Ukuran dan jenis butiran tanah misalnya butir-butir tanah lempung dan pasir mempunyai sifat yang sangat berbeda. Butiran tanah lempung adalah *state dependent* artinya sifat-sifat tanah lempung akan bergantung pada kondisinya, pada saat basah dan kering karakternya akan sangat berbeda. Dilain fihak pasir dapat dikatakan *state indendent* artinya karakter pasir hampir bebas terhadap kondisinya. Karena sifar-sifat yang berbeda itulah maka deformasi soil-skeleton antara pasir dan lempung juga sangat berbeda. Hal ini akan berpengaruh terhadap modulus geser dan damping suatu tanah. Diantara parameter-2 yang penting yang dimaksud (hanya diambil 4-yang terpenting) adalah seperti yang ada pada Tabel 7.5).

Tabel 7.5 Parameter-2 Terpenting yang mempengaruhi Modulus Geser dan Damping

Parameter	Pasir		Lempung	
	Shear Mod.	Damping	Shear Mod.	Damping
1.Shear strain, γ	A	A	A	A
2.Confining pressure σo	A	A	A	A
3.Void ratio, e	A	C	A	B
4.Indeks Plastisitas PI	-	-	A	A

A : sangat penting; B penting ; C agak penting

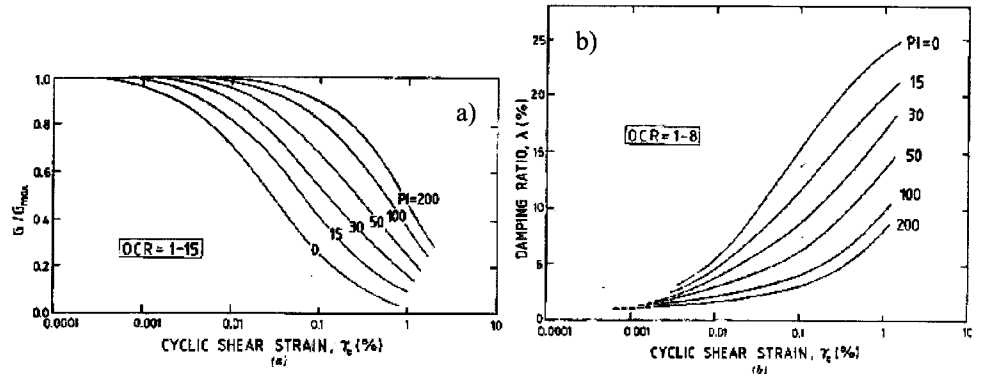
7.9.4.a Pengaruh *Void Ratio* dan Indeks Plastisitas terhadap Kurva Modulus Geser

Sebelumnya telah disampaikan bahwa regangan geser γ tanah sangat berpengaruh terhadap modulus geser G dan damping D. Pengaruh angka pori e dapat disimulasikan dengan menggunakan pers. 7.8) dan contohnya adalah seperti tampak pada Gambar 7.32.c). Pada gambar tersebut tampak bahwa semakin kecil e (tanah semakin padat) maka modulus geser akan semakin besar. Juga tampak bahwa pangaruh angka pori terhadap modulus geser sangat signifikan.

Studi tentang perilaku dinamik atas beberapa jenis tanah mulai dari berbagai jenis lempung dan tanah pasir telah dilakukan oleh banyak peneliti. Vucetic dan Dobry (1991) dengan secara intensif mengadakan penelitian tentang efek indeks plastisitas PI terhadap perilaku dinamik atau perilaku siklis tanah lempung. Besarnya nilai modulus geser untuk setiap regangan geser kemudian dinormalisasikan terhadap modulus geser maksimum atau dinyatakan dalam notasi G/G_{max}. Plot hubungan antara normalisasi modulus geser (G/G_{max}) lawan regangan geser dan hubungan antara ratio redaman lawan regangan geser untuk setiap nilai indeks plastisitas PI disampaikan secara sistimatis pada Gambar 7.37).

Notasi OCR yang ada pada gambar tersebut adalah singkatan dari *Over Consolidated Ratio* yaitu derajat konsolidasi lebih. Suatu hal yang sangat penting untuk diperhatikan pada Gambar 7.37.a) tersebut adalah bahwa tanah yang mempunyai indeks plastisitas tinggi (tanah

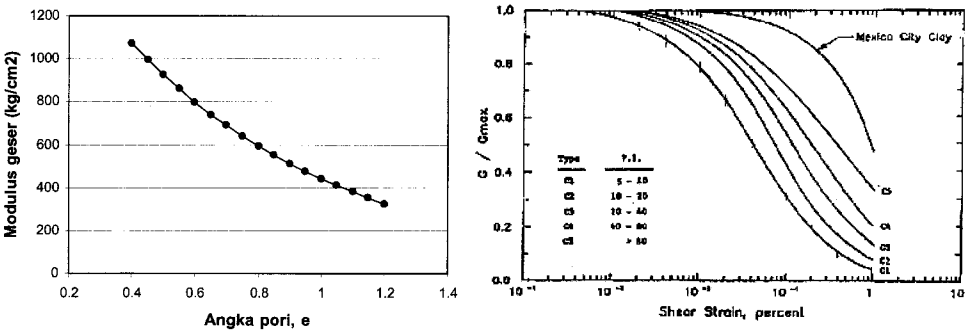
lempung gemuk) mempunyai nilai normalisasi modulus geser yang masih realatif tinggi pada suatu regangan geser tertentu dibanding dengan tanah dengan indeks plastisitas yang relatif rendah. Dengan demikian tanah lempung dengan PI yang sangat tinggi cenderung masih berperilaku elastik (G/G_{max} masih cukup besar) pada regangan geser yang sudah relatif besar. Sifat tanah seperti ini akan berpengaruh terhadap karakter getaran gelombang gempa yang akan dijelaaskan lebih lanjut pada kesempatan mendatang.



Gambar 7.37. Shear modulus dan damping vs shear strain (Vucetic & Dobry, 1991)

Sebaliknya tanah dengan indeks plastisitas rendah seperti tanah pasir maka kekakuannya akan cepat sekali menurun (G/G_{max} menurun drastis) pada regangan geser yang semakin besar. Kekakuan tanah pasir yang cepat degradasi tersebut akan berakibat pada bergeser/ bertambahnya periode getar endapan tanah. Hal ini akan berakibat lebih lanjut yaitu akan berpengaruh terhadap respon struktur.

Pengaruh indeks plastisitas PI terhadap *ratio* redaman pada suatu regangan geser tertentu dapat dilihat pada Gambar 7.37.b). Kebalikan dari hubungan sebelumnya, maka rasio redaman akan meningkat pada regangan geser yang semakin besar. Sebab utama hal ini pernah disampaikan sebelumnya yaitu semakin besarnya luasan inelastik histeretik pada regangan geser yang lebih besar. Pada gambar tersebut juga dapat dilihat bahwa untuk nilai regangan geser tertentu, ratio redaman semakin besar pada tanah dengan indeks plastisitas PI yang semakin kecil. Hal ini berarti bahwa tanah pasir mempunyai kemampuan meredam energi gelombang gempa yang lebih besar daripada tanah lempung.

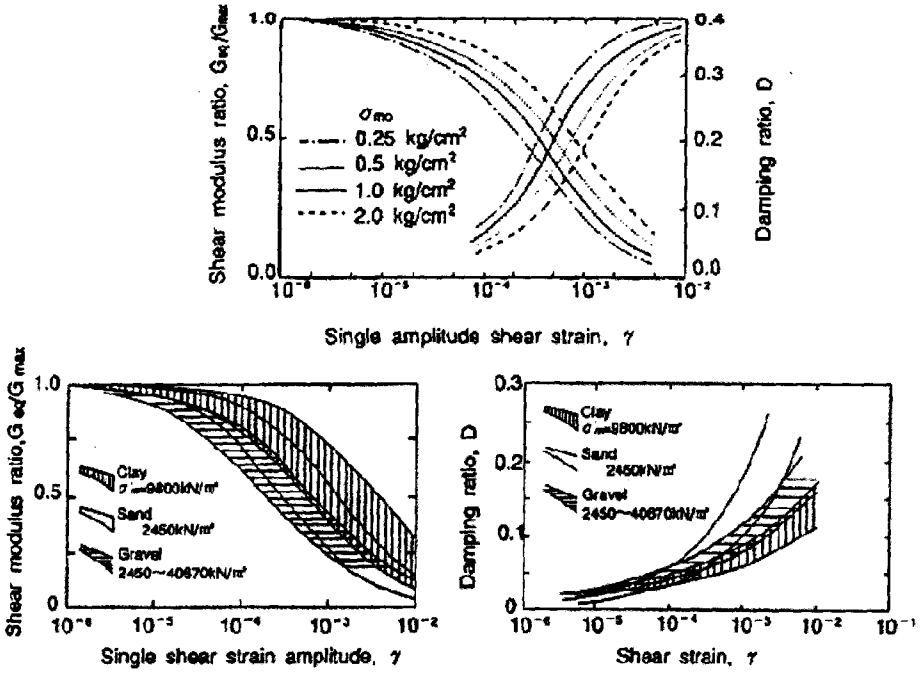


Gambar 7.38. Pengaruh e thd G dan Posisi *Shear Modulus Reduction Curve* tanah

Kombinasi antara modulus geser dan ratio redaman pada suatu regangan geser tertentu akan lebih menarik. Misalnya tanah lempung dengan indeks plastisitas tinggi (seperti tanah lempung di Meksiko) yang tampak pada gambar 7.38.b) akan berkencenderungan berperilaku elastik sehingga semakin besar input energi/gaya yang bekerja pada struktur tanah tersebut maka semakin besar respon (simpangan, kecepatan dan percepatan) tanah yang akan terjadi. Besarnya respon tanah tersebut juga disebabkan kecilnya redaman material yang ada karena tanah dengan indeks plastisitas tinggi nilai ratio redamannya relatif kecil. Kondisi tanah endapan dengan indeks plastisitas yang tinggi tersebut menjadi salah satu masalah pada disain bangunan tahan gempa.

7.9.4.b Pengaruh *Confining* terhadap *Shear Modulus and Damping Reduction Curve*

Sebelumnya telah disampaikan bahwa modulus geser dan damping salah satunya dipengaruhi oleh tegangan kekang (*confining pressure*). Hal hal yang mempengaruhi tegangan kekang σ_o adalah semua tegangan yang bekerja pada elemen tanah yaitu σ_1, σ_2 dan σ_3. Selanjutnya σ_1 akan dipengaruhi oleh kedalaman lapisan dan $\sigma_2 = \sigma_3$ akan dipengaruhi oleh koefisien tekanan tanah horisontal saat diam Ko sebagaimana disajikan pada pers. 7.11). Anonim (1993) memberikan contoh pengaruh tegangan kekang (*confining pressure*) terhadap *shear modulus* dan *damping reduction curve* adalah seperti yang disajikan pada Gambar 7.39). Pada Gambar tersebut tampak bahwa semakin besar tegangan kekang maka modulus geser akan semakin besar , namun sebaliknya pada redaman/damping. Yang disebut terakhir ini agak menarik, karena secara logika tanah yang mempunyai tegangan kekang tinggi akan menjadi lebih padat/kuat. Padahal tanah yang lebih padat umumnya akan mempunyai damping yang lebih besar daripada tanah lunak.



Gambar 7.39. Pengaruh *confining pressure* thd modulus geser dan damping (Anonim, 1993)

7.10 Kecepatan Gelombang Geser Vs

Pada Gambar 7.10) dan Gambar 7.11), amplifikasi lapisan tanah dinyatakan dalam hubungannya dengan kecepatan gelombang geser Vs. Agar estimasi amplifikasi lapisan tanah dapat ditentukan, maka perlu diketahui terlebih dahulu kecepatan gelombang geser pada lapisan tanah yang ditinjau. Terdapat beberapa cara yang dapat dipakai untuk menghitung kecepatan gelombang geser Vs. Salah satu cara yang dapat dipakai adalah berdasarkan data properti tanah,

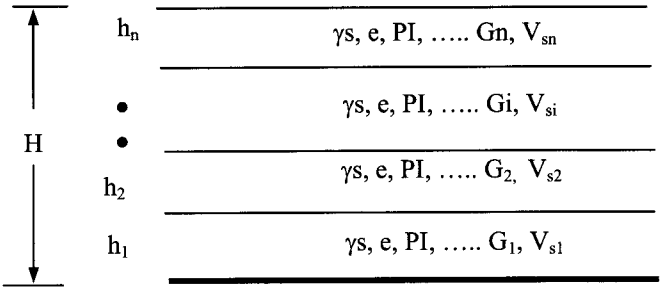
$$V_s = \sqrt{\frac{G_s}{\rho_s}} \qquad 7.19)$$

$$\rho_s = \frac{\gamma_s}{g} \qquad 7.20)$$

yangmana G_s adalah modulus geser tanah, ρ_s adalah soil density, γ_s adalah berat volume tanah, g adalah percepatan gravitasi.

Nilai modulus geser tanah Gs salah satunya juga dapat dihitung berdasarkan properti tanah. Properti tanah yang dimaksud adalah angka pori e, indeks plastisitas PI, berat velume γ, derajat konsolidasi dan *confining pressure.* Formulasi nilai modulus geser Gs akan berbeda-beda menurut jenis tanah yang ditinjau, misalnya lempung, pasir, kerikil ataupun tanah campuran.

Dobry dkk (1976) telah menyajikan prosedur yang sederhana yang dapat dipakai untuk menghitung kecepatan gelombang geser Vs untuk tanah yang terdiri atas beberapa lapis. Disamping rumus pendekatan untuk menghitung kecepatan gelombang geser Vs, maka juga rumus pendekatan untuk menghitung periode getar fundamental ,Ts tanah endapan yang terdiri atas beberapa lapis. Periode getar fundamental endapan tanah Ts disamping dapat dihitung dengan cara pendekatan, sebenarnya juga terdapat rumus dalam bentuk *closed-form.* Namun demikian rumus dalam bentuk *closed-form* ini menjadi kompleks pada lapisan yang terdiri atas beberapa lapis dengan pola distribusi modulus geser, Gs (uniform, parabolic, linear) yang bermacam-macam.



Gambar 7.40. Properti lapis-lapisan tanah

Misalnya terdapat beberapa lapisan tanah dalam suatu sendapan dengan kedalaman H seperti yang tampak pada Gambar 7.40). Dengan properti masing-masing lapisan maka modulus geser Gs dapat dihitung dengan menggunakan pers. 7.7), pers.7.8), pers. 7.13) sampai dengan pers. 7.16). Dengan properti tanah itu, maka kecepatan gelombang geser Vs untuk tiap-tiap lapisan dapat dihitung dengan menggunakan pers. 7.19). Selanjutnya rumus pendekatan untuk kecepatan gelombang geser rata-rata tanah endapan dengan kedalaman H dapat dihitung dengan,

$$\overline{V_s} = \frac{1}{H}\sum_{i=1}^{i=n} V_{si}.h_i \qquad 7.21)$$

yangmana H adalah tebal endapan tanah, h_i adalah tebal lapisan ke-i, V_{si} adalah kecepatan gelombang geser Vs lapis ke-i.

Selanjutnya periode getar fundamental-rata-rata endapan tanah adalah,

$$\overline{T_S} = \frac{4.H}{\overline{V_s}} \qquad 7.22)$$

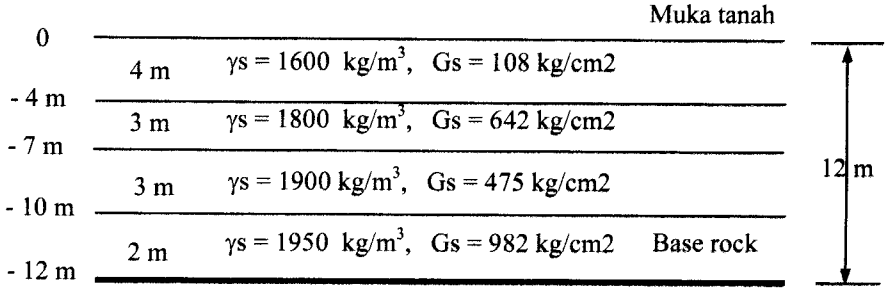
Selain daripada itu, periode getar fundamental Ts juga dapat dihitung dengan memakai nilai rata-rata modulus geser ekivalent dan ekivalen *soil density*,

$$\overline{G_s} = \frac{1}{H}\sum_{i=1}^{i=n} G_{si}.h_i \qquad 7.23)$$

$$\overline{\rho_s} = \frac{1}{H}\sum_{i=1}^{i=n} \rho_{si}.h_i \qquad 7.24)$$

$$\overline{T_s} = \frac{4.H}{\sqrt{\frac{\overline{G_s}}{\overline{\rho_s}}}} \qquad 7.25)$$

Untuk dapat menggunakan persamaan-persamaan tersebut di atas maka akan diberikan contoh pemakaian. Misalnya suatu tanah endapan seperti tampak paga Gambar 7.41). Berat volume tanah γ_s dalam kgf/m^3 dan modeulus geser G_s dalam kg/cm^2. Akan dihitung kemungkinan amplifikasi yang terjadi pada lapisan tanah tersebut.



Gambar 7.41. Properti lapis-lapisan tanah

Menghitung Soil density ρs dan kecepatan gekombang geser Vs

$$\rho_{s4} = \frac{\gamma_{s4}}{g} = \frac{1600\ kg.dt^2}{9{,}81\ m^3.m} = 163\frac{kg.dt^2}{m^4},$$

$$V_{s4} = \sqrt{\frac{G_{s4}}{\rho_{s1}}} = \frac{108.10^4\ \ kg}{163\ \ m^2}\ \frac{m^4}{kg.dt^2} = 81{,}4\ \frac{m}{dt}$$

$$\rho_{s3} = \frac{\gamma_{s3}}{g} = \frac{1800\ kg.dt^2}{9{,}81\ m^3.m} = 183{,}5\frac{kg.dt^2}{m^4}$$

$$, \quad V_{s3}=\sqrt{\frac{G_{s3}}{\rho_{s3}}}=\sqrt{\frac{642.10^4 \quad kg}{183{,}5 \quad m^2}\frac{m^4}{kg.dt^2}}=187\frac{m}{dt}$$

$$\rho_{s2}=\frac{\gamma_{s2}}{g}=\frac{1900\ kg.dt^2}{9{,}81\ m^3.m}=193{,}6\frac{kg.dt^2}{m^4},$$

$$V_{s2}=\sqrt{\frac{G_{s2}}{\rho_{s3}}}=\sqrt{\frac{475.10^4 \quad kg}{193{,}6 \quad m^2}\frac{m^4}{kg.dt^2}}=156{,}6\frac{m}{dt}$$

$$\rho_{s1}=\frac{\gamma_{s1}}{g}=\frac{1950\ kg.dt^2}{9{,}81\ m^3.m}=198{,}8\frac{kg.dt^2}{m^4},$$

$$V_{s1}=\sqrt{\frac{G_{s2}}{\rho_{s3}}}=\sqrt{\frac{982.10^4 \quad kg}{198{,}8 \quad m^2}\frac{m^4}{kg.dt^2}}=216\frac{m}{dt}$$

Menurut persamaan 7.21) maka ekivalen kecepatan gelombang geser menjadi,

$$\overline{V}_s=\frac{1}{12}\{4(81{,}4)+3(187)+3(156{,}6)+2(216)\}=149\frac{m}{dt}$$

Periode getar ekivalen endapan tanah menurut persamaan 8.5) adalah,

$$\overline{T}_s=\frac{4.H}{\overline{V}_s}=\frac{4.12}{149}\frac{m}{m}\ dt=0{,}322\ dt$$

Maka menurut Gambar 7.10), amplifikasi yang mungkin terjadi adalah, *Amplifikasi* = 1,95

Selain dengan cara di atas, kecepatan gelombang geser Vs juga dapat dicari dengan berbagai cara misalnya *cross hole, bore hole* methods maupun N-SPT *value*. Untuk itu telah banyak penelitian yang dilakukan, untuk mengestimasi kecepatan gelombang geser. Untuk uji lapangan SPT misalnya, kecepatan gelombang geser Vs dikaitkan dengan N-STP value. Secara singkat N adalah jumlah pukulan yang diperlukan agar ujung alat SPT tertanam/masuk kedalam tanah sedalam 25 cm. Misal N = 8, artinya alat SPT akan tertanam/masuk kedalam tanah setelah dipukul 8 kali.

Menurut Anonim (1993), Imai (1981) mengajukan rumus empirik untuk kecepatan gelombang geser Vs sebagi fungsi dari N-SPT values yaitu,

$$\begin{aligned} V_s &= 102.N^{0{,}292} \quad (alluvium\ \ clay) \\ V_s &= 80{,}6\ N^{0{,}331} \quad (alluvium\ sand) \\ V_s &= 114\ \ N^{0{,}294} \quad (delluvium\ clay) \\ V_s &= 97{,}2\ N^{0{,}323} \quad (delluvium\ sand) \end{aligned} \qquad 7.26)$$

Sementara itu Japan Road Association (1990) sering memakai hubungan,

$$\begin{aligned} V_s &= 80.N^{0{,}333} \quad (sand) \\ V_s &= 100\ N^{0{,}333} \quad (clay) \end{aligned} \qquad 7.27)$$

Selain daripada itu kecepatan gelombang geser Vs juga .dapat dinyatakan dalam bentuk (Hardin dan Black, 1969),

$$V_s = (103{,}6 - 34{,}93e)\, OCR^{k/2}\, \bar{\sigma}_0^{\,0{,}25} \qquad 7.28)$$

Kadang-kadang diperlukan data kohesi tanah c, yang menurut Anonim (1993) dapat dikorelasikan dengan N-SPT value yaitu,

$$c = \left\{\frac{1}{4} \approx \frac{1}{6}\right\} N \ \ (kgf/cm^2) \qquad 7.29)$$

7.11 Mikrozonasi

Hal-hal yang telah dibahas sebelumnya sudah banyak yang menyangkut masalah sumber gempa, mekanisme kejadian gempa, magnitudo gempa dan karakteristik gempa yang kesemuaannya bersifat ancaman luar. Didalam *Disaster Risk Reduction* (DRR) ancaman luar tersebut disebut *seismic hazard* (ancaman gempa). Sementara itu bahasan efek kondisi tanah setempat (*site effect*), kerusakan bangunan dan lingkungan lebih banyak bersifat internal yang akan terfokus pada kerentanan internal (*vulnerability*). Pada Bab I telah disampaikan bahwa produk antara *hazard* dan *vulnerability* adalah resiko (*risk*). *Seismic hazard* lebih banyak bersifat given, artinya manusia tidak kuasa mencegahnya. Oleh karena itu risk akan relatif kecil apabila kerentanan internal juga kecil.

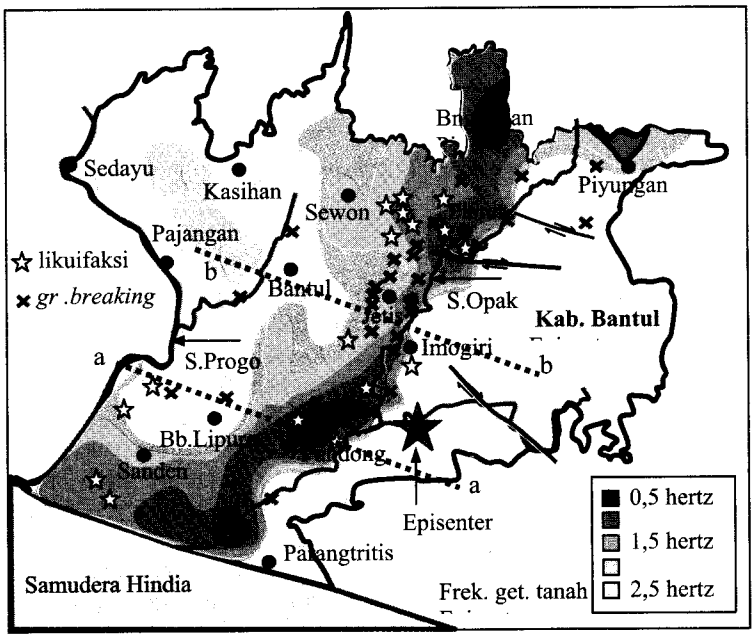
Pada *Probabilistic Seismic Hazard Analysis* (PSHA) peta percepatan tanah akibat gempa yang dihasilkan lebih banyak bersifat makro (makrozonasi), karena sumber gempa dan analisis dilakukan secara makro/luas. Efek jenis tanah setempat (amplifikasi) yang diperhitungkan sifatnya juga bersifat umum tidak menunjuk suatu kawasan tertentu yang lebih detail. Untuk keperluan-keperluan yang lebih khusus misalnya pengembangan suatu kawasan yang akan dibangun bangunan yang sangat penting, jumlahnya banyak, biaya besar, struktur-struktur khusus seperti instalasi pembangkit nuklir, terowongan panjang, jembatan panjang maka perlu data setempat yang lebih detail.

Anonim (2011) telah menyampaikan metodologi yang detail tentang *seismic mocrozonation* yang salah satunya adalah bahwa terdapat :1) *general microzonation* (skala 1 :50 000 s/d 1 : 1000 000) ; 2) *detail microzonation* (skala 1 : 10 000 s/d 1 : 100 000) ; 3) *rigorous microzonation* (skala 1 : 5000 s/d 1 : 25 000). Produk peta pada *rigorous microzonation* diantaranya adalah :

1) peta properti tanah berdasarkan penyelidikan lapangan (jenis tanah, lapis-lapisan tanah, properti tanah, ketebalan lapisan tanah ;
2) peta respons tanah hasil analisis (percepatan tanah) ;
3) peta frekuensi resonansi ;
4) peta amplifikasi tanah ;
5) peta likuifaksi dan potensi likuifaksi ;
6) peta instabilitas lereng/ tanah-longsor ;
7) peta kerentanan bangunan.

Diperlukan usaha interdisipiner untuk dapat membuat peta mikrozonasi di suatu daerah.

Peta yang pertama secara umum dapat dibuat dengan melakukan penyeleidikan tanah dilapangan dan laboratorium. Dalam penelitiannya Daryono(2011) dapat memetakan frekuensi resonansi lapisan tanah di Kabupaten Bantul sebagaimana tampak pada Gambar 7.42). Peta frekuensi resonansi dibuat berdasarkan hasil penelitian dengan menggunakan *microtremor* yang berprinsip pada HVSR (*Horizontal to Vertical Spectral Ratio*).

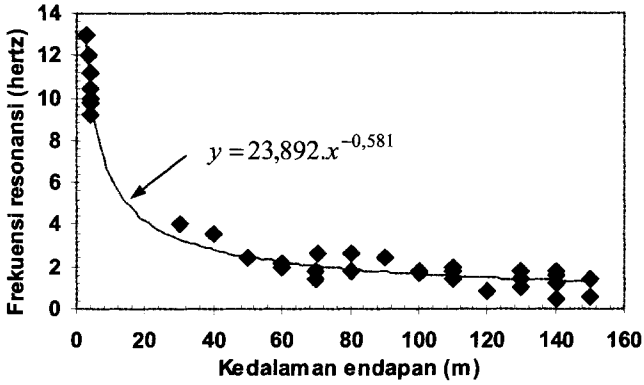


Gambar. 7.42. Frekuensi resonansi, likuafaksi & *ground breaking* (Daryono, 2011)

Mikrotremor berprinsip pada *Ambient Vibrations* yaitu getaran masa endapan tanah akibat beberapa sebab misalnya getaran kendaraan, *solar*, *thermal* maupun *wind energy* (Rielly dkk, 2009). Para ahli mengatakan bahwa getaran mikrotremor adalah termasuk gelombang permukaan (*surface waves)* yang terdiri atas gelombang Rayleigh (*R-wave*) dan gelombang Love (*L-wave*). *Ambient vibrations* yang mempunyai frekuensi tinggi (f > 1 Hertz) inilah yang disebut gelombang mikrotremor. Pemanfaatan gelombang mikrotremor banyak digunakan untuk keperluan menetukan properti elastik lapisan/endapan tanah, regangan-geser tanah dll.

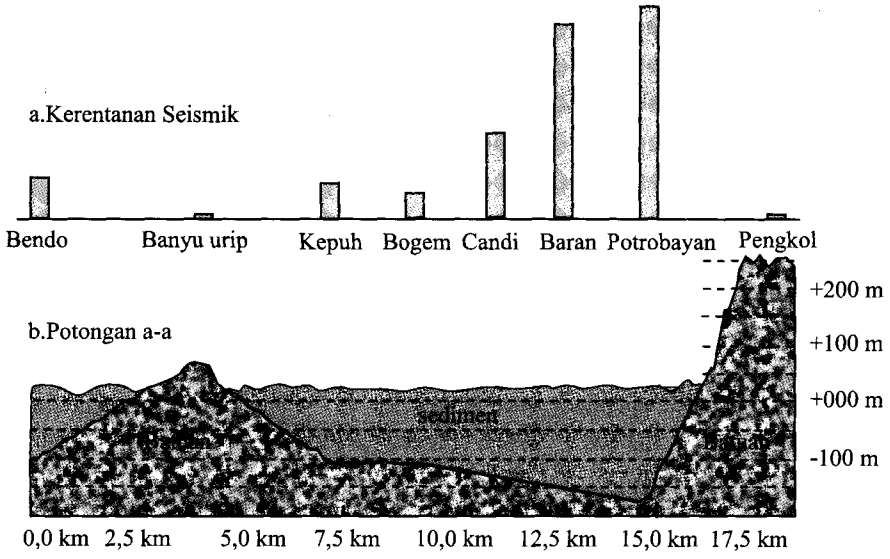
Tampak pada Gambar 7.42) bahwa tanah endapan disekitar sungai Opak cenderung mempunyai frekuensi resonansi yang rendah atau periode getar yang relatif tinggi. Hal ini juga berarti bahwa pada lajur tersebut mempunyai profil tanah endapan yang fleksibel yang peka terhadap getaran yang mempunyai frekuensi rendah. Disamping itu disepanjang sungai tersebut juga telah terajadi likuifaksi, dan hal ini berarti bahwa di sekitar sungai Opak memang terdiri dari tanah endapan butiran berpasir halus dengan muka air tanah yang tinggi. Tanah pasir yang berbutir halus dan muka air tanah yang tinggi merupakan syarat utama terjadinya likuifaksi. Walaupun tidak berupa likuifaksi yang besar/hebat, tetapi pada kenyatannya banyak tempat telah terjadi likuifaksi setelah gempa Yogyakarta 27 Mei 2006. Akibatnya terdapat beberapa bangunan yang mengalami penurunan.

Pada Gambar 7.42) juga disajikan letak-letak retakan permukaan tanah (*ground breaking*) akibat gempa. Tampak bahwa retakan tanah juga terjadi secara memanjang mengikuti arah sungai Opak. Retakan tanah yang memanjang tersebut semakin memperkuat dugaan bahwa pada lajur tersebut terdapat sesar Opak walaupun sesar yang tersebut tidak tampak sampai di permukaan tanah (semacam *burried fault*).



Gambar 7.43. Plot ketebalan sedimen vs. frekuensi resonansi (Daryono,2011)

Dalam penyelidikan lapangan secara praktis juga dapat dilakukan pengukuran kecepatan gelombang geser Vs. Anderson dkk (2006) mengatakan bahwa terdapat beberapa metode dapat dipakai diantaranya adalah *seismic cone penetrometer test* (SCPT), *crosshole seismic* (CH), *multichannel analysis of surface waves* (MASW) dan *refraction microtremor* (ReMi). Metode yang terakhir tersebut dipakai oleh Daryono (2011) untuk menentukan kecepatan gelombang geser Vs. Mengingat frekuensi resonansi f_o berhubungan langsung dengan periode getar lapisan tanah T_S, maka dengan memakai pers.7.22) frekuensi resonansi f_o dapat dihubungkan dengan ketebalan tanah endapan H.

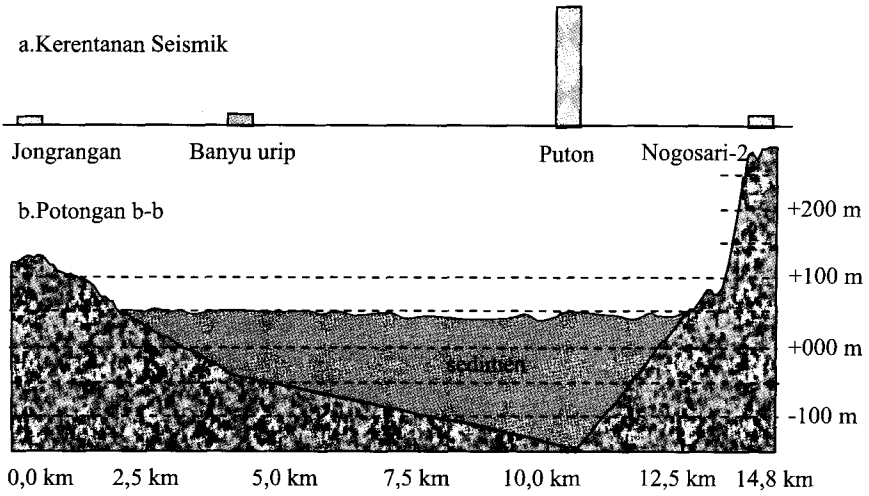


Gambar 7.44. Kerentanan Seismik dan potongan a-a (Daryono,2011)

Plot hubungan antara ketebalan tanah endapan H (m) dengan frekuensi resonansi kemudian dibuat dan hasilnya seperti yang disajikan pada Gambar 7.43). Pada gambar

tersebut tampak bahwa frekuensi resonansi f_o naik secara drastis pada ketebalan lapisan/endapan tanah < 20 m . Nilai frekeuensi resonansi fo = 4 hertz atau T = 0,25 dt untuk ketebalan 20 m dan periode getar T tersebut berbahaya untuk bangunan 2-3 tingkat. Apabila tinggi bangunan di kota > 3-tingkat maka hal tersebut justru semakin jauh dari frekuensi resonansi dan hal tersebut berarti menguntungkan Dilain sisi frekuensi resonansi f_o = 2 hertz (T = 0,5 dt) pada kedalaman endapan 60 m dan peroode getar T = 1,5 dt pada kedalaman endapan ± 150 m.

Lebih lanjut Daryono (2011) juga memperkirakan profil tanah endapan setelah kedalamannya diketahui. Hasilnya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 7.44) dan Gamabr 7.45). Pada gambar tersebut tampak bahwa tanah endapan cenderung semakin dalam pada tempat yang semakin dekat dengan pengunungan sisi timur (Piyungan). Kedalaman endapan tanah mencapai ± 150 m dengan frekuensi resonansi fo ± 1,60 hertz atau T ± 1,50 detik. Endapan tanah tersebut akan sangat berbahaya pada bangunan dengan tinggi 10 – 15 tingkat.



Gambar 7.45. Kerentanan Seismik dan potongan b-b (Daryono,2011)

Bab VIII
Atenuasi Intensitas Gempa dan Atenuasi Gerakan Tanah

8.1 Pendahuluan

Ketidakpastian (*uncertainties*) didalam disain beban akibat gempa umumnya menjad sesuatu masalah yang harus di cari penyelesaiannya. Ketidak pastian itu mulai dari saat kejadian gempa (waktu), mekanisme kejadian gempa, tempat episenter (jarak ke *site*), ukuran atau besar kecilnya gempa (magnitudo), mengecilnya gerakan tanah akibat jarak (atenuasi), karakter gempa dan berapa kali suatu gempa akan terjadi pada lokasi yang sama pada rentang waktu tertentu. Studi yang sangat intensif perlu dilakukan sehingga ketidak pastian tersebut dapat dikurangi derajatnya atau dicari metoda-metoda baru yang dapat dipakai untuk mengatasi persoalan ketidak pastian tersebut.

Tempat-tempat dimana suatu gempa akan terjadi secara kasar telah diketahui, yaitu pada tempat-tempat perbatasan plat tektonik. Daerah perbatasan tersebut utamanya adalah daerah subdaksi (*convergent*) daerah *shallow crustal earthquake* (baik di daerah *active region* maupun di *stable continent region*). Namun demikian tempat yang pasti apalagi kapan terjadi masih sulit untuk diprediksi. Usaha-usaha untuk dapat memprediksi kejadian gempa terus dilakukan dan hasilnya telah mengalami banyak kemajuan, namun masih sulit untuk membuat suatu kepastian. Magnitudo gempa yang mungkin akan terjadi pada suatu tempat sangat penting untuk tujuan membuat prediksi beban horisontal akibat gempa. namun demikian para ahli sepakat bahwa penentuan beban gempa ini adalah sesuatu yang sulit untuk dapat dipastikan. Unsur kemungkinan atau probabilitas sering dipakai dalam masalah ini.

Analisis resiko gempa (*seismic risk/hazard analysis*) sering dipakai untuk menentukan tingkat pembebanan yang mungkin akan terjadi pada suatu tempat. Ketidak pastian jarak, ketidak pastian magnitudo dan ketidak pastian atenuasi menjadi hal yang sangat pokok pada *Total Probability Theorem* pada *Seismic Hazard Analysis*. Hasil dari analisis ini berupa probabilitas atas suatu parameter gempa tertentu pada tingkat tertentu akan dilampaui pada periode tertentu. Pernyataan hasil *hazard analysis* pada suatu tempat tertentu misalnya :

> "gempa dengan periode ulang 475 tahun, selama umur bangunan 50 tahun (N = 50 tahun) akan terjadi dengan probabilitas kejadian sebesar 10 % (R_N = 10 %).

Dengan membuat/menghitung kemungkinan-kemungkinan seperti itu maka tingkat desain beban pada suatu daerah akan dapat ditentukan. Untuk membahas *Sismic Hazard Analysis* maka hal tersebut tidak akan terlepas dari bahasan atenuasi gerakan tanah.

Atenuasi gerakan tanah (*ground motion attenuation*) adalah proses/rumusan yangmana suatu gerakan tanah akibat gempa (percepatan, kecepatan, simpangan) ataupun intensitas gempa akan mengecil pada jarak yang semakin jauh dengan sumber gempa. Secara matematis dapat dijelaskan bahwa atenuasi gerakan tanah adalah suatu hubungan antara parameter gempa

(percepatan, kecepatan, simpangan, intensitas gempa, magnitudo gempa) dengan jarak ke lokasi pencatat gempa (jarak episenter, jarak hiposenter, jarak terdekat). Misalnya hubungan antara percepatan tanah dengan jarak episenter untuk setiap magnitudo gempa yang berbeda, atau hubungan antara intensitas gempa dengan radius isoseismik (*isosismal line*) untuk setiap magnitudo gempa. Walaupun banyak faktor yang akan mempengaruhi, namun pengaruh jarak akan menjadi parameter utama. Dengan rumusan atenuasi yang sudah diketahui maka gerakan tanah ataupun intensitas gempa di suatu tempat relatif terhadap sumber gempa dapat diprediksi. Parameter-parameter yang akan mempengaruhi atenuasi gerakan tanah dan intensitas tanah akan dibahas secara rinci di depan.

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada Bab ini sudah berada pada *ground motions* yang akan memberikan pengetahuan dasar tentang atenuasi baik atenuasi intensitas gempa maupun perkembangan atenuasi percepatan tanah termasuk NGA.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis		1.Building Configuration	
2.Seismic Sources		2.Response Spectrum	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.ERD Philosophy	
4.Ground Mot. Attenuation	√	4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects		5.Earthquake Induced Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (Liquefaction)	

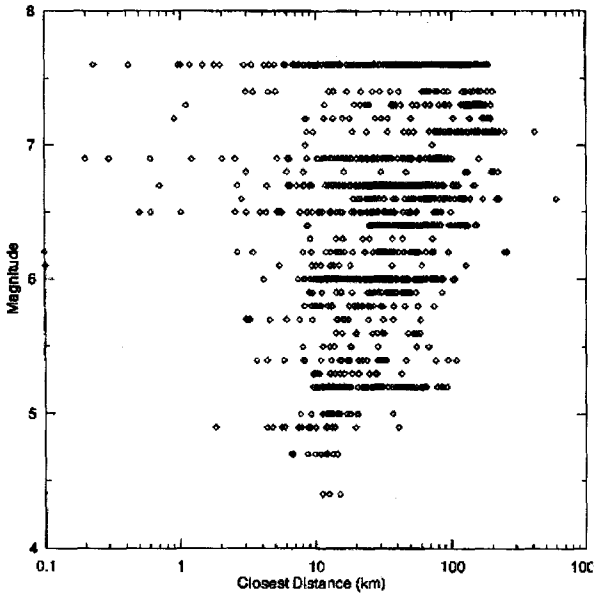
Agar hubungan-hubungan tersebut dapat dibentuk maka data kejadian gempa pada lokasi yang bersangkutan perlu disiapkan. Untuk itu peran sejarah gempa pada tempat yang bersangkutan menjadi sesuatu data yang sangat penting. Hal ini umumnya yang menjadi problem utama karena ketidak lengkapan data. Koleksi rekaman gempa *shallow crustal* di daearah *active region* (Stewart dkk, 2001) yang diperoleh dari beberapa negara adalah seperti pada Gambar 8.1).

Data seperti Gambar 8.1) tersebut berasal dari ± 1800 *records*, namun 1055 *records* diantaranya hanya dari 8 kejadian gempa dan hanya berasal dari 2-negara (USA dan Taiwan). Dengan demikian data gempa yang dikoleksi masih relatif terbatas baik dari segi jumlah gempa, asal gempa, rentang sejarah, *source mechanism*, Magnitudo gempa maupun rentang jarak gempa. Mendatang masih diperlukan data yang lebih lengkap termasuk di Indonesia.

8.2 Faktor-faktor yang Mempengaruhi Atenuasi Gerakan Tanah

Terdapat beberapa faktor/parameter yang secara dominan maupun kurang dominan akan mempengaruhi atenuasi gerakan tanah. Dibeberapa atenuasi ada yang memperhitungkan parameter-parameter tersebut secara lengkap, namun demikian ada yang disajikan secara sederhana. Formulasi atenuasi yang relatif sederhana akan mudah dipakai tetapi kurang akurat,

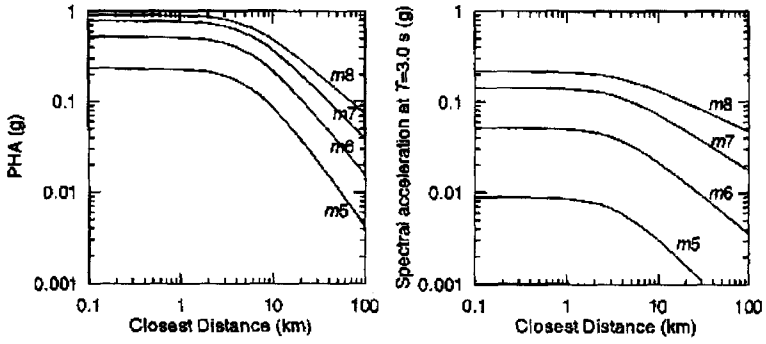
sedangkan formulasi yang lengkap hasilnya akurat tetapi harus hati-hati memakainya. Parameter-parameter yang dimaksud adalah sepertin yang dibahas berikut.



Gambar 8.1. Sebaran data rekaman gempa di *Shallow Crustal* (Stewart dkk,2001)

8.2.1 Magnitudo Gempa (*Earthquake Magnitude*)

Pada bab terdahulu telah disampaikan bahwa magnitudo gempa dapat diketahui melalui dua metode pokok yaitu : a) berdasarkan karakteristik batuan dan dimensi patahan dan b) melalui amplitudo rekaman gempa. Mengingat besarnya amplitudo rekaman gempa akan berbeda dari tempat yang satu dengan tempat yang lain dan cenderung mengecil pada jarak yang semakin jauh dengan sumber gempa (peristiwa atenuasi), maka atenuasi respon tanah akibat gempa akan dipengaruhi oleh magnitudo gempa. Lebih jelasnya adalah bahwa respon tanah akibat gempa yang mempunyai jarak tertentu dari sumber gempa akan dipengaruhi oleh magnitudo gempa.

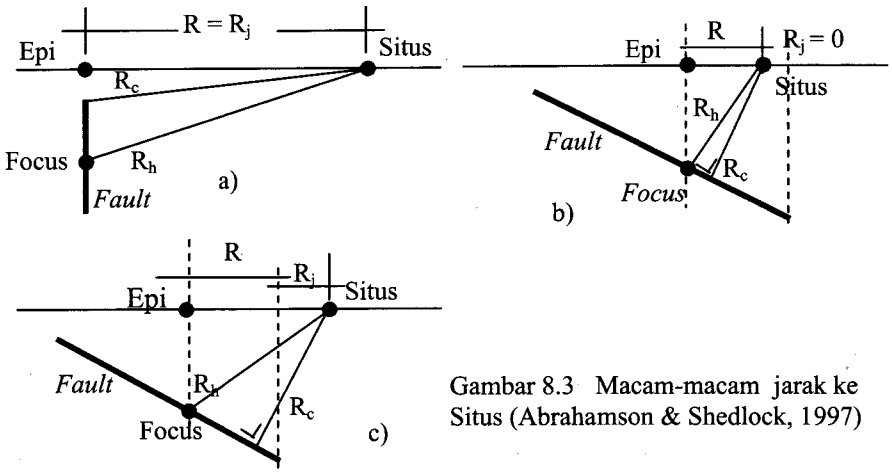


Gambar 8.2. Pengaruh Magnitudo gempa terhadap atenuasi (Abrahamson dan Silva, 1997)

Gambar 8.2) adalah contoh atenuasi *Peak Ground Acceleration* (PHA) dan *Spectral Acceleration* (*SA*) untuk periode getar T = 3 dt, oleh Abrahamson dan Silva (1997). Pada gambar tersebut tampak bahwa atenuasi akan berlangsung secara efektif pada jarak > 5 km, artinya respon tanah akibat gempa pada jarak < 5 km akan relatif sama.

8.2.2 Jarak ke Situs

Situs yang dimaksud pada umumnya adalah tempat dimana gempa direkam/dicatat. Oleh karena itu jarak ke situs yang dimasud adalah jarak dari titik referensi yang ditinjau sampai ke situs. Titik referensi yang dimaksud dapat bermacam-macam (Abrahamson dan Shedlock, 1997), ada yang memakai titik episenter (jarak = R), titik fokus gempa (jarak = R_h), titik yang terdekat dengan situs (jarak = R_c) dan titik tertentu. Agar dapat dimengerti secara baik maka jarak-jarak yang dimaksud secara grafis disajikan pada Gambar 8.3).



Gambar 8.3 Macam-macam jarak ke Situs (Abrahamson & Shedlock, 1997)

Pada Gambar 8.3) tersebut tampak banyak istilah yang perlu diketahui. Secara umum patahan/ *fault* dapat kelihatan (sampai di permukaan tanah) tetapi ada juga yang tidak kelihatan (didalam tanah). Masing-masing notasi tersebut adalah :

1. R = adalah jarak horisontal dari situs sampai episenter. Episenter adalah proyeksi vertikal fokus di/rata permukaan tanah,
2. Rj = adalah jarak dari situs sampai dengan proyeksi vertikal tepi *fault*. Pada Gambar 8.3.a) nilai $R_j = R$. Apabila situs berada di atas *fault* (Gambar 8.3.b) maka $R_j = 0$,
3. R_c = adalah jarak terdekat dari situs sampai permukaan bidang *fault*. Pada Gambar 8.3.a) R_c adalah jarak dari situs sampai ujung *fault*, karena itulah jarak yang paling dekat,

   R_h = adalah jarak *hypocenter* yaitu jarak miring dari situs sampai fokus,

Pemakaian jarak hanya jarak episenter R di dalam atenuasi tentu saja sangat sederhana, tetapi hal ini telah mengabaikan pengaruh kedalaman gempa. Selanjutnya pemakaian jarak Rh, Rc dan Rj masing-masing mepunyai kelebihan dan kekurangannya.

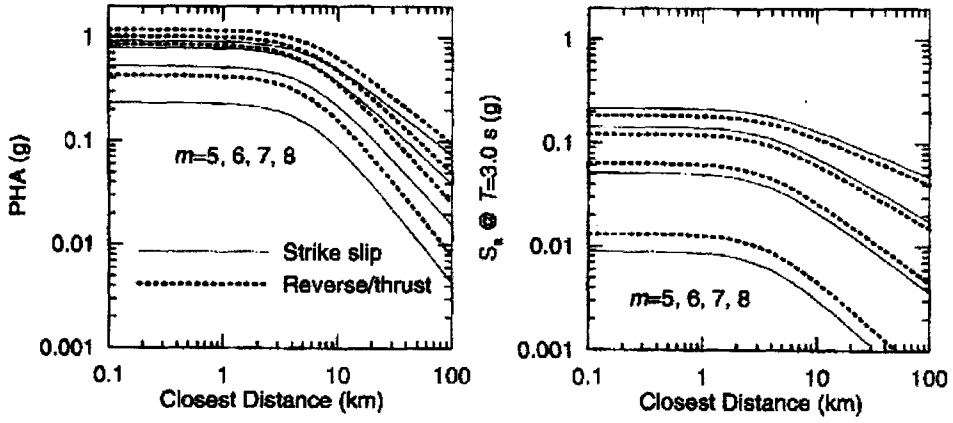
8.2.3 Pengaruh Mekanisme Sumber Gempa (*Source Mechanism*)

Young dkk.(1997), Abrahamson dan Shedlock (1997) mengatakan bahwa kaitannya dengan atenuasi gerakan tanah (*strong motion attenuation*), atenuasi dapat dikelompokkan menjadi 2-golongan besar. Penggolongan menjadi 2-kategori besar tersebut didasarkan atas

mekanisme sumber gempa (*source mechanism*) yang terjadi. Dua kelompok besar yang dimaksud adalah (Young dkk, 1997) :

1. Atenuasi gempa *shallow crustal earthquake*
   a). gempa-gempa didaerah *active region* (misal gempa Loma Prieta M = 7,1 tahun 1989, gempa Landers M = 7,3 tahun 1994, gempa Northridge M = 6,7 tahun 1994),
   b). gempa-gempa di daerah *stable plate continent* (misalnya gempa gempa di bagian tengah dan timur USA, Africa, Australia).
2. Atenuasi gempa Subdaksi
   a. Gempa-gempa *interface slip* (misalnya gempa Alaska M = 9,2 tahun 1964, gempa Chile M = 8,0 tahun 1985, gempa Mexico M = 7,2 tahun 1995),
   b. Gempa-gempa *intraslab*, baik yang *medium* maupun *deep earthquake*, misalnya gempa Puget Sound (North Western USA) M = 7,1 tahun 1949 dan M = 6,5 tahun 1965.

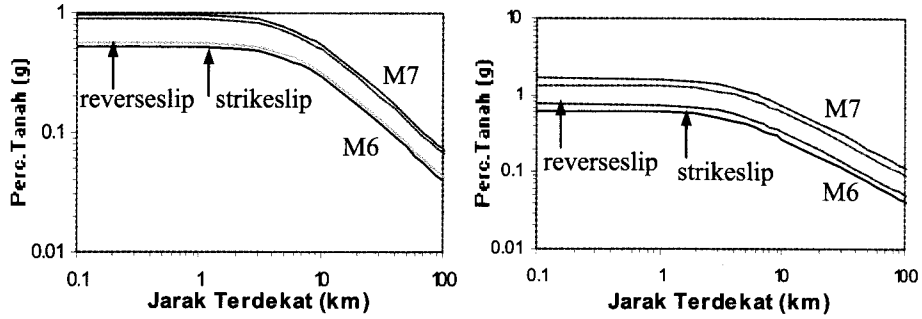
Sebagaimana dijelaskan pada bab sebelumnya, bahwa gempa-gempa di atas mempunyai karakter sendiri-sendiri. Respon tanah pada *reverse fault* dan *strike slip fault* di *shallow crustal earthquake* misalnya akan mepunyai karakter yang berbeda dan demikian juga dengan gempa-gempa yang lain. Karakter *shallow crustal earthquake* di daerah geologi aktif (*acitive region*) dan *stable plate continent* juga akan berbeda. Pengelompokan jenis gempa di atas adalah didasarkan atas mekanisme kejadian *(source mechanism)* gempa. Bukti-bukti lebih lanjut tentang perbedaan respon tanah (percepatan, kecepatan dan simpangan tanah) akibat perbedaan mekanisme gempa, akan dijelaskan di depan, padahal atenuasi yang sedang dibahas utamanya adalah atenuasi tentang respon tanah akibat gempa. Dengan demikian *source mechanism* merupakan parameter penting yang harus diperhitungkan didalam menentukan persamaan atenuasi di suatu tempat.



Gambar 8.4) Pengaruh mekanisme gempa thd PHA (Abarahamson dan Silva (1997)

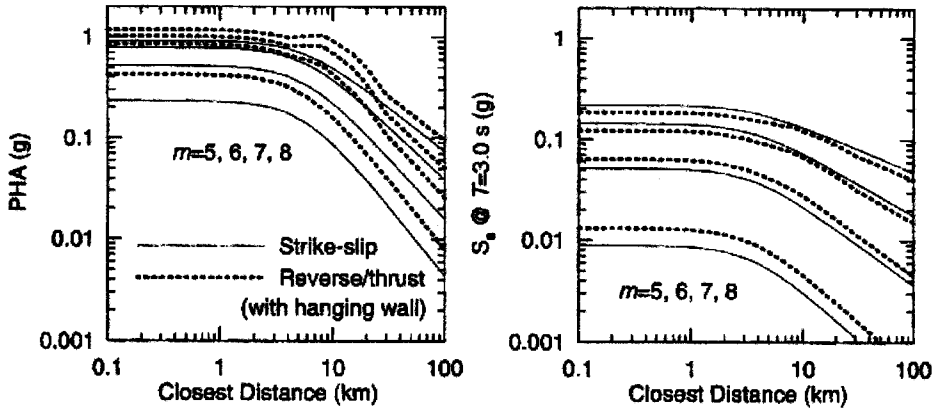
Abarahamson dan Silva (1997) menunjukkan suatu contoh bahwa *Peak Horizontal Acceleration* (*PHA*) dan *Spectral Acceleration* (*SA*) secara signifikan dipengaruhi oleh *source mechanism* (*strike slip* dan *reverse*) sebagaimana disajikan pada Gambar 8.4). Hal yang senada juga ditunjukkan pada Gambar 8.5) menurut atenuasi Boore dkk (1997). Tampak pada gambar tersebut bahwa *PHA* maupun *SA* akibat gempa *reverse fault* lebih tinggi nilainya daripada

gempa *strike slip*, apalagi pada bagian *hinging wall* (muka tanah pada bagian blok yang terdorong ke atas). Hal ini diduga disebabkan oleh adanya kondisi bebas atas blok massa tanah/batuan yang terdorong ke atas (berbeda dengan *strike slip*) Semua atenuasi di atas adalah atenuasi untuk *shallow crustal earthquake* di daerah *active region.*



Gambar 8.5) Atenuasi gerakan tanah menurut Boore dkk (1997)

Mekanisme gempa *reverse fault* dapat dipecah lagi menjadi efek *hinging wall* ataupun *footing wall.* Pengaruh *hinging wall* terhadap *peak ground acceleration* sebagaimana disampaikan oleh Abrahamson dan Silva (1997) adalah seperti yang disajikan pada Gambar 8.6).



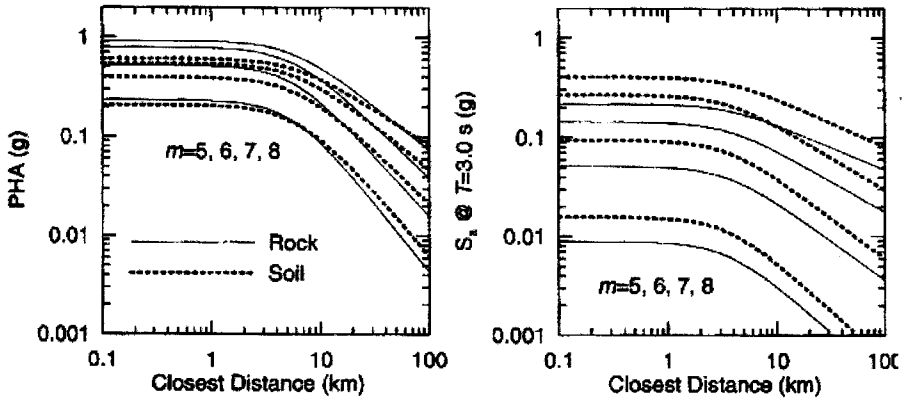
Gambar 8.6 *PHA* dan *Spectral Acceleration* (Abrahamson dan Silva, 1997)

Pada Gambar 8.6) tersebut tampak bahwa pengaruh *hinging wall* mulai tampak setelah jarak episenter R > 5 km dan kembali pengaruhnya hilang setelah R > 25 km. Juga tampak bahwa pada gempa yang relatif kecil M ≤ 5, pengaruh *hinging wall* hampir tidak ada..

8.2.4 Pengaruh Kondisi Situs (*Local Site Condition*)

Selain sangat dipengaruhi oleh mekanisme kejadian gempa (*source mechanism*), maka rekaman percepatan tanah akibat gempa di situs juga sangat dipengaruhi oleh kondisi tanah di bawah alat perekam gempa (*seismograph*). Suatu energi gempa yang datang dari tempat yang

sama, jarak yang sama yang direkam di atas tanah batu dan tanah endapan akan mempunyai karakter rekaman (percepatan tanah, durasi gempa, kandungan frekuensi) yang berbeda.



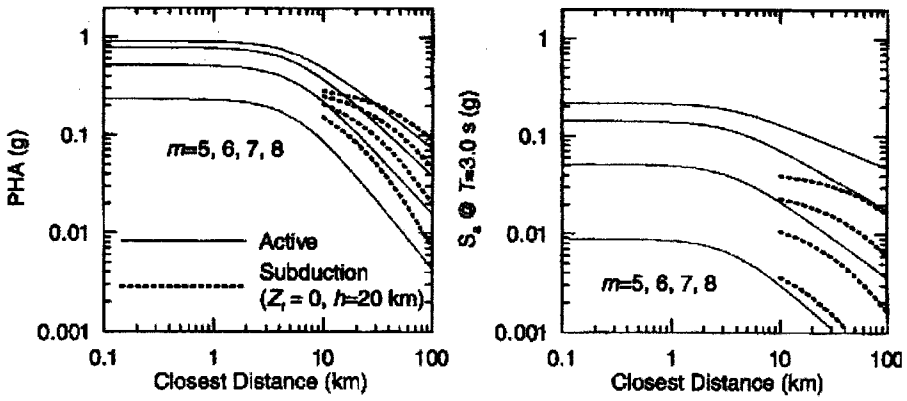
Gambar 8.7. Pengaruh kondisi tanah terhadap PHA (Abrahamson dan Silva, 1997)

Dengan demikian kondisi tanah situs (*site condition*) di bawah *seismograph* merupakan parameter penting yang harus diperhitungkan dalam menentukan persamaan atenuasi. Contoh pengaruh *site condition* terhadap atenuasi misalnya adalah seperti pada Gambar 8.7). Pada Gambar 8.7) tampak bahwa pada jarak dekat (< 5 km) PHA untuk *rock site* lebih besar daripada *soil site*, sementara itu keadaannya berkebalikan pada jarak > 5 km. Hal ini berarti bahwa pada *soil site*, atenuasi gerakan tanah akan berlangsung lebih lambat dibanding *di rock site*. Daya redam energi *soil site* yang lebih kecil daripada *rock site* merupakan sebab dari hal tersebut. Batas tersebut sedikit bergeser/membesar pada magnitudo gempa yang semakin besar.

Kondisi tanah yang dimaksud di atas minimum adalah *surface geology* khususnya pada kedalaman 30 meter dari permukaan tanah. Kondisi geologi yang lebih lengkap akan memudahkan dalam menentukan kondisi tanah setempat. Lebih lanjut, para ahli telah menetapkan bahwa tempat yang ideal/terbaik untuk *seismograph* adalah tanah yang *hard, uniform, compact bedrock*, jauh dari pengaruh aktifitas penduduk, jauh dari jalan raya, kereta api, kompleks industri, pepohonan, menara antena, jauh dari bangunan berat/tinggi dan jauh dari derah yang berangin kencang. Aktifitas yang ada pada semua hal tersebut dapat mengganggu *seismograph* yaitu adanya kemungkinan getaran yang terjadi. Khusus bangunan, pengaruhnya adalah adanya interaksi antara bangunan dengan tanah didekatnya, sehingga getaran tanah akibat gempa akan terkontaminasi/terpengaruh. Persyaratan tersebut masih ditambah dengan tersedianya *access* (jangkauan), daya (listrik), alat komunikasi dan keamanan yang baik. Para ahli sepakat bahwa tempat yang ideal untuk menempatkan *seismograph* menjadi amat sulit, namun demikian dicari tempat yang mendekati ideal.

8.2.5 Pengaruh lain-lain

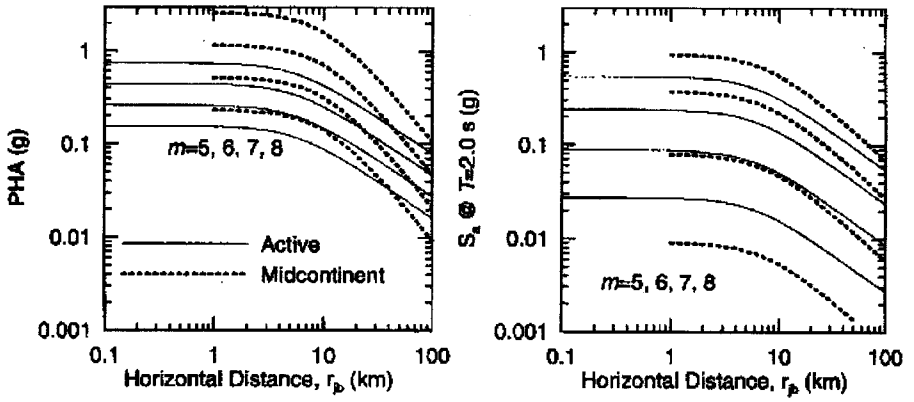
Atenuasi yang disampaikan diatas kebanyakan adalah atenuasi gempa dangkal didaerah geologi aktif. Sebagaimana disebutkan di atas, perilakunya gempa pada daerah *active region* akan berbeda dibanding dengan di daerah subdaksi maupun di daearah *stable plate continent*. Banyak para ahli yang mengatakan bahwa data gempa di daerah *stable plate continent* relatif sangat sedikit dibanding dengan daerah lain. Contoh perbandingan atenuasi gerakan tanah pada gempa di *active region* dan *subduction* adalah seperti yang tampak pada Gambar 8.8).



Gambar 8.8 *Atenuasi* di *active region* (Abrahamson dan Silva dan Young ,1997)

Pada Gambar 8.8) tersebut tampak bahwa atenuasi gempa di daerah subdaksi cenderung lebih lambat daripada atenuasi gempa di *active region*, khususnya pada jarak yang jauh. Gempa subdaksi itu sendiri masih terdiri atas gempa *interface slip* dan *intra slab*, yang keduanya juga mempunyai karakter yang berbeda. Mengingat daerah subdaksi umumnya berada jauh didalam tanah maka jarak atenuasi yang dapat diperhitungkan hanya mulai dari 10 km.

Selain gempa di daerah subdaksi, maka gempa di daerah *stable plate continent* juga perlu diketahui atenuasinya. Sebagaimana dikatakan sebelumnya berhubung data gempa di daerah tersebut sangat terbatas, maka umumnya atenuasi dibuat atas dasar simulasi rekaman gempa yang diperkirakan terjadi di daerah tersebut. Contoh perbandingan atenuasi di daerah *active region* dan *stabel plate continent* adalah seperti pada Gambar 8.9).



Gambar 8.9 Atenuasi di *active* dan daerah *stable* (Boore, 1997 dan Toro, 1997)

Tampak pada gamber tersebut bahwa PHA gempa di daerah *stable* berkecenderungan lebih besar daripada di daearah *active region*, khususnya untuk jarak < 50 km dari sumber gempa. Pada jarak > 50 km, gempa di *stable plate continent* beratenuasi jauh lebih cepat daripada gempa di daerah *active region*. Ini adalah hal yang menarik, sebagaimana

disampaikan sebelumnya *stress drop* gempa *intraplate* lebih besar daripada gempa *interplate* dapat menjadi penyebab hal tersebut.

8.3 Model/Jenis Atenuasi

Dowrick (1982) mengatakan bahwa paling tidak terdapat dua kelompok data yang sangat penting yang diperlukan untuk kepeluan analisis resiko gempa. Dua kelompok data itu adalah data yang berasal dari model seismik dan data dari model atenuasi. Model seismik yang dimaksud adalah distribusi secara geografis tentang sumber gempa berikut besarnya magnitudo gempa. Sedangkan model atenuasi adalah suatu model dalam bentuk persamaan matematik yang dapat merepresentasikan hubungan antara parameter gempa pada suatu tempat dengan semua variabel yang berkaitan dengannya.

Sampai saat ini paling tidak terdapat 3 kelompok besar jenis/model atenuasi yaitu :

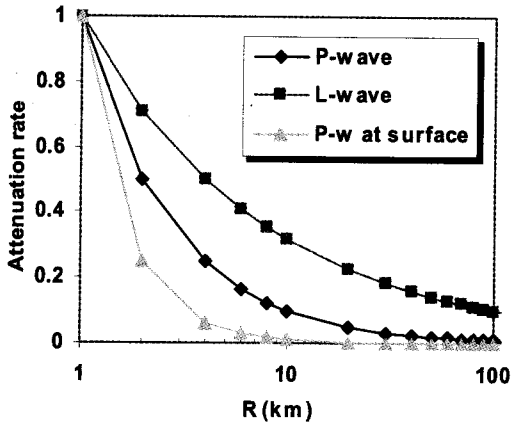
1. Atenuasi intensitas gempa I_{MM} , yaitu atenuasi yang berhubungan dengan tingkat kerusakan bangunan yang terjadi. Atenuasi ini juga dapat dihubungkan dengan percepatan tanah akibat gempa,
2. Atenuasi gerakan tanah, meliputi atenuasi percepatan, kecepatan dan simpangan tanah akibat gempa. Namun demikian percepatan tanah adalah atenuasi yang paling banyak diusulkan/pakai,
3. Atenuasi *Arias Intensity* (I_A).

8.4 Sifat-sifat Hubungan pada Atenuasi

Sebelum sampai pada setiap jenis persamaan atenuasi maka perlu diketahui terlebih dahulu sifat-sifat dasar yang ada pada hubungan atenuasi. Untuk itu Kramer (1996) telah menyampaikan secara sistimatik tentang sifat-sifat penting yang perlu diperhatikan dalam menentukan/memilih model atenuasi gerakan tanah. Hal-hal yang perlu diperhatikan tersebut selain sifat hubungan juga semua jenis variabel yang dapat terkait dalam merumuskan model atenuasi. Variabel-variabel itu disusun mulai dari variabel yang paling signifikan efeknya sampai variabel yang sifatnya melengkapi. Beberapa hal tentang sifat atenuasi, sifat serta pengaruh variabel yang dimaksud adalah sebagai berikut ini :

a. Nilai maksimum parameter gerakan tanah (percepatan, kecepatan, simpangan, intensitas) umumnya terdistribusi secara lognormal (skala logaritma baik bilangan dasar 10 maupun *natural logarithmic* ln) terhadap jarak sumber gempa ke pencatat gempa. Oleh karena itu umumnya dibuat regresi linear, misalnya untuk atenuasi pecercepatan (Y) dalam bentuk log(Y) atau ln(Y) dan bukannya Y. Sedangkan atenuasi intensitas gempa, Dowrick (1992) mengusulkan regresi linier hubungan langsung (bukan lognormal) antara intensitas gempa dengan variabel-variabel bebas yang terkait,
b. Magnitudo gempa dapat dinyatakan dalam fungsi logaritma atas nilai maksimum amplitudo rekaman gerakan tanah saat terjadi gempa. Oleh karena itu parameter tanah yang dinyatakan dalam bentuk log(Y) atau ln(Y) tersebut akan dipengaruhi secara proporsional oleh Magnitudo gempa M. Hal ini berarti bahwa setiap kenaikan Magnitudo gempa M akan berpengaruh secara langsung/linier terhadap log(Y) atau ln(Y),
c. Gelombang gempa umumnya terdiri atas gelombang bodi (gelombang primer dengan kecepatan V_P dan gelombang sekunder dengan kecepatan V_S) serta gelombang permukaan (gelombang baik Rayleigh dengan kecepatan V_R dan gelombang Love dengan kecepatan V_L). Para ahli telah merumuskan bahwa amplitudo gelombang bodi menurun dengan *rate* 1/R (*attenuation rate*) sedangkan amplitudo gelombang permukaan kecepatan menurun dengan *rate* $1/\sqrt{R}$, dengan R adalah jarak episenter dalam km (lihat Gambar 8.10). Dengan demikian gelombang bodi beratenuasi jauh lebih cepat daripada gelombang permukaan.

Hubungan yang telah teridentifikasi menunjukkan bahwa log(Y) atau ln(Y) akan berkurang secara proporsional dengan jarak R.



Gambar 8.10 *Attenuation rate* untuk *body* dan *surface waves*

d. Energi yang menyebar dari pusat gempa akan semakin berkurang akibat adanya redaman material tanah. Lebih lanjut Kramer (1996) mengatakan bahwa amplitudo gerakan tanah akan berkurang secara eksponensial pada jarak R yang semakin besar. Hal ini sesuai dengan prinsip-prinsip analisis dinamika struktur. Oleh karena itu log(Y), ln(Y) atau atenuasi intensitas gempa akan dipengaruhi oleh faktor kondisi tanah karena redaman tanah dipengaruhi oleh jenis tanah.
e. Parameter gerakan tanah juga akan dipengaruhi oleh mekanisme sumber gempa (*source mechanism*) yang ditunjuukan oleh jenis patahan (*fault types*). Hal ini terjadi karena dengan energi gempa yang sama, setiap jenis patahan akan mempunyai/menghasilkan Magnitudo gempa yang berbeda. Dengan demikian log(Y), ln(Y) atau atenuasi intensitas gempa akan dipengaruhi oleh *source mechanism* secara langsung,
f. Patahan atau dislokasi tanah yang semakin besar berarti akan berasosiasi dengan ukuran gempa yang semakin besar. Oleh karena itu akan terdapat bermacam-macan jarak sumber gempa yang dapat dianut, misalnya jarak episenter, jarak terdekat maupun jarak hiposenter. Hal ini perlu diperhatikan.

8.5 Persamaan Atenuasi

8.5.1 Persamaan Umum

Dengan memperhatikan hal-hal tersebut di atas maka secara global bentuk umum persamaan atenuasi adalah :

1. Atenuasi intensitas gempa I_{MM} (Dowrick, 1992),

$$I_{MM} = f(M, R, F_i) \qquad 8.1)$$

yangmana I_{MM} adalah M adalah magnitudo gempa dan R adalah jarak hyphocenter dan Fi adalah suatu koefisien.

2. Atenuasi percepatan tanah (Kramer, 1995),

$$Log(Y) = f(M, R, F_i) \qquad 8.2)$$

dengan Y adalah parameter tanah, M adalah magnitudo gempa, R adalah jarak dari pusat gempa dan Fi adalah suatu koefisien.

Apabila diperhatikan, maka pers. 8.1) dan pers. 8.2) agak mirip, artinya baik intensitas gempa I_{MM} dan parameter gerakan tanah *Log(Y)* dipengaruhi oleh parameter yang hampir sama. Gerakan tanah yang dimaksud dapat berupa simpangan tanah, kecepatan tanah dan percepatan tanah akibat gempa.

Disamping hubungan antara parameter gempa dengan beberapa hal penting seperti di disebut sebelumnya, maka data tentang kegempaan dapat berubah-ubah menurut waktu (*time dependent*). Berubahnya hubungan tersebut mungkin karena adanya tambahan data baru dari data sebelumnya yang masih terbatas atau betul-betul akibat perubahan kejadian gempa. Untuk itu maka persamaan atenuasi selalu disempurnakan dari waktu ke waktu.

Dengan memperhatikan hal-hal penting seperti disebut di atas maka model atenuasi Intensitas gempa (Dowrick, 1992) dinyatakan dalam bentuk,

$$I = a + b.M + c.R + d.\log(R) \qquad 8.3)$$

yangmana,b,c dan d adalah suatu koefisien dan R adalah rata-rata radius *seismal lines* intensitas gempa I, dan M adalah Magnitudo gempa.

Sedangkan atenuasi percepatan tanah dinyatakan dalam bentuk (Kramer, 1997),

$$Ln(Y) = c_1 + c_2.M + c_3.M^{c_4} - c_5.\ln(R + c_6.e^{c_7.M}) + c_8.R_o + C_i \qquad 8.4)$$

yangmana Y adalah percepatan tanah, c_1 ... c_8 adalah suatu koefisien, adalah M magnitudo gempa (M_S, M_L atau M_w) , R adalah jarak (dapat bermacam-macam jarak), Ci adalah gabungan antara pengaruh mekanisme kejadian gempa (jenis patahan) dan jenis tanah (*rock, firm soil, soft soil*).

Unsur-unsur atau komponen pada pers.8.4) pada hakekatnya adalah merujuk pada butir a sampai dengan f di atas. Menurut Hu dkk. (1996) model atenuasi oleh Campell (1985) mempunyai formulasi yang hampir sama dengan pers.8.4). Komponen jarak pada persamaan tersebut dapat berupa jarak episenter (*epicenter distance*), jarak hiposenter (*focal distance*) maupun kedalaman sumber gempa (*focal depth*). Hu dkk.(1996) lebih lanjut mengatakan bahwa komponen ln R atau pengaruh redaman material akan sangat penting untuk jarak yang lebih dari 100 km. Pada jarak tersebut media tanah mempunyai cukup waktu untuk menjamin terjadinya redaman material. Dengan redaman material yang cukup signifikan maka amplitudo gelombang gempa juga akan berkurang menurut jaraknya secara siknifikan pula.

8.5.2 Persamaan Attenuasi Spesifik

Persamaan atenuasi, terutama pers.8.4) adalah bentuk persamaan atenuasi secara umum yang memperhitungkan semua parameter yang berpengaruh. Persamaan umum tersebut telah mencakup semua paramater tetapi bentuk persamaannya menjadi rumit. Persamaan atenuasi menjadi lebih sederhana apabila ditinjau pada suatu keadaan yang lebih spesifik.

Ada yang mengusulkan persamaan atenuasi untuk mekanisme gempa tertentu atau untuk jenis tanah tertentu. Dengan demikian unsur mekanisme gempa dan jenis tanah sudah tereliminasi dari pers.8.4) atau koefisien C_i pada pers.8.4) tersebut tidak perlu dicantumkan.. Pengaruh jarak yang relatif pendek, pengaruh redaman material kadang-kadang diabaikan sehingga komponen R_o pada persamaan 7.4) tersebut juga tereliminasi. Demikian juga telah banyak diusulkan model atenuasi khusu untuk jarak yang relatif dekat (*near field*), khusus

untuk jarak yang relatif jauh (*far field*) maupun atenuasi parameter tanah untuk magnitudo gempa dengan rentang tertentu.

Koefisien-koefisien yang tidak terkait secara langsung dengan magnitudo gempa M dan jarak R tersebut umumnya diperoleh secara empirik yaitu dengan cara regresi. Sehubungan dengan hal tersebut Kramer (1996) mengatakan bahwa untuk meningkatkan keakuratan atenuasi maka koefisien-koefisien empirik tersebut hendaknya seminim mungkin ditampilkan. Dengan demikian akan diperoleh suatu bentuk atenuasi lebih spesifik dan lebih sederhana. misalnya atenuasi yang diusulkan oleh McGuire (1974) sebagaimana disampikan oleh Dowrick (1982) yaitu dalam bentuk,

$$Log(Y) = b_1' + b_2.M - b_3\,Log(R + \Delta) \qquad 8.5)$$

Pers. 8.5) tersebut dapat disederhanakan menjadi,

$$Y = b_1.10^{b_2.M}\,(R + \Delta)^{-b_3} \qquad 8.6)$$

dengan b_1, b_2 dan b_3 adalah suatu koefisien, M adalah magnitudo gempa dan R adalah jarak.

8.6 Persamaan Atenuasi Intensitas Gempa

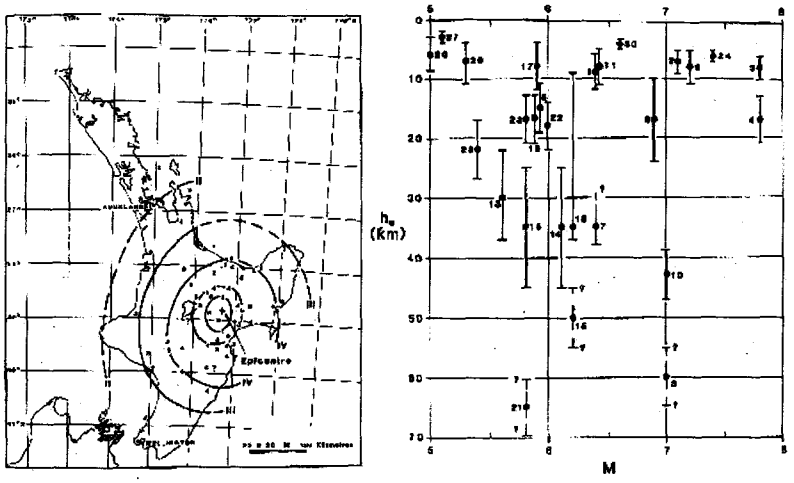
8.6.1 Atenuasi Intensitas Gempa

Intensitas gempa yang dimaksud dalam hal ini adalah derajat/tingkat/indeks kerusakan yang terjadi akibat gempa. Derajat/tingkat kerusakan ini umumnya dinyatakan dalam modifikasi skala Mercalli I_{MM} (Modified Mercalli) atau skala-skala yang lain. Skala intensitas pada umumnya ditentukan berdasarkan perasaan orang (*human feeling*), reaksi binatang. perilaku suatu objek/benda dan pengamatan kerusakan habitat/kawasan/struktur secara visual pada saat dan sesudah gempa. Intensitas atau kerusakan berdasarkan skala I_{MM} ini sudah sejak lama dipakai dan pada kenyataannya mempunyai kelebihan dan kekurangan. Menurut Hu, Liu dan Dong (1996) kelebihan atas pemakaian intensitas gempa dalam skala I_{MM} ini adalah :

a. konsep ini cukup sederhana baik dalam menentukan derajat maupun distribusi kerusakan,
b. konsep ini juga dapat dipakai untuk mendiskripsikan kekuatan gempa secara praktis,
c. walaupun intensitas yang ditetapkan relatif kasar namun indeks kerusakan yang yang diperoleh dapat diperhitungkan untuk pembangunan struktur pada masa datang.

Namun demikian konsep ini juga mempunyai kelemahan khususnya apabila dalam menentukan skala hanya berdasarkan kerusakan struktur. Pada hakekatnya mutu/keandalan struktur dalam menahan beban gempa dipengaruhi oleh beberapa hal misalnya kwalitas perencanaan (khususnya masalah *element detailing*), mutu bahan dan kwalitas pelaksanaan. Dengan demikian kwalitas bangunan yang kurang baik akan berakibat pada derajat kerusakan yang lebih besar. Apabila tingkat kwalitas struktur tidak mempunyai keseragaman yang baik pada suatu wilayah/kawasan, maka penentuan skala intensitas menjadi kurang objektif. Oleh karena itu pengamatan pada objek-objek yang lain perlu diperhatikan.

Distribusi kerusakan bangunan yang dinyatakan dalam intensitas gempa kemudian digambar sebagai *isoseismal lines*. Intensitas gempa akan semakin mengecil pada jarak yang semakin jauh dengan sumber gempa. Tatacara membuat *seismal lines* sudah dijelaskan pada bab sebelumnya. Hubungan antara intensitas gempa dengan jarak inilah yang disebut sebagai atenuasi intensitas gempa (*intensity attenuations*). Dengan adanya atenuasi intensitas gempa maka secara umum dapat diketahui tingkat penyebaran efek gempa pada suatu wilayah.



a) b)

Gambar 8.11 Contoh *Isoseismal lines* dan kedalaman gempa (Dowrick, 1992)

Dowrick (1992) menngusulkan rumusan atenuasi intensitas gempa yang baru untuk gempa yang terjadi di New Zealand. Atenuasi intensitas gempa yang baru ini adalah sebagai suatu pembaharuan atas formulasi atenuasi yang lama oleh Smith (1970). Disamping itu juga dibahas tentang efek sumber gempa (*source effects*) dan efek kedalaman gempa (*depth effect*). Mengingat suatu efek gempa akan dipengaruhi oleh beberapa aspek mulai dari *source effect, wave propagation efect* dan *site effect* maka beberapa asumsi atau kondisi yang melatar-belakangi penyusunan atenuasi perlu disajikan. Beberapa spesifikasi/asumsi/batasan tersebut disajikan dalam Tabel 8.1).

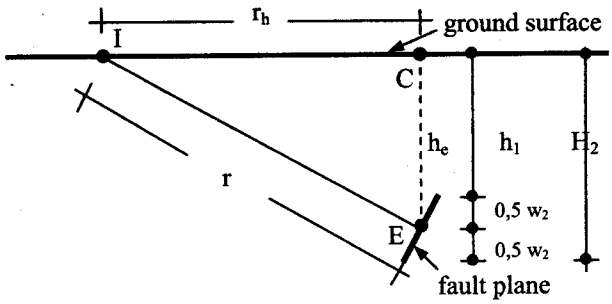
Model atenuasi yang disajikan oleh Dowrick (1992) adalah,

$$I = a + b.M + c.r + d.\log.r \qquad 8.7)$$

dengan a, b, c dan d adalah suatu koefisien, suku kedua dan ketiga pada pers. 8.7) menunjukkan pengaruh magnitudo gempa dan jarak sedangkan suku keempat menunjukkan pengaruh rambatan gelombang gempa sebagaimana telah dibahas sebelumnya.

Gambar 8.11. a) menunjukkan *seismal lines* salah satu event gempa yang dipakai sebagai data, sedangkan Gambar 8.11.b) adalah distribusi kedalaman gempa yang ditinjau. Gambar 8.12) adalah geometri phisik kejadian gempa yang notasi-notasinya dipakai pada pers.8.7). Dengan catatan bahwa E adalah pusat patahan (*centre of rupture*), C adalah episenter, I adalah garis isoseismal yang ditinjau, r adalah *focal distance*, r_h adalah jarak episenter dan h_e adalah *focal depth.*

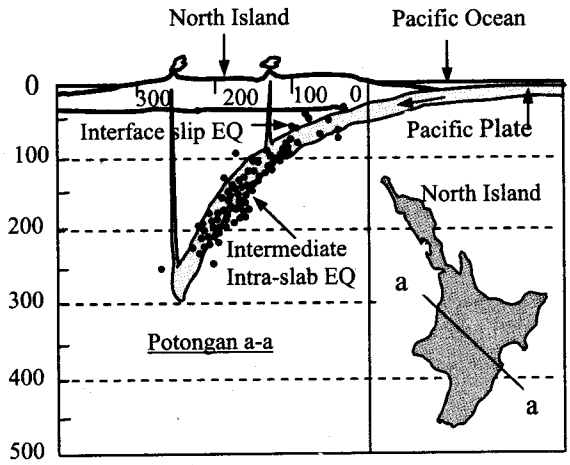
Apabila diperhatikan Gambar 8.11.b), maka 17 kejadian dari 30 kejadian gempa yang dipakai sebagai data mempunyai kedalaman $h < 20$ km, yang gempa2 tersebut dapat dikategorikan sebagai gempa *shallow crustal earthquakes.* Sedangkan 13-kejadian gempa lainnya mempunyai kedalaman $20 \text{ km} < h < 65$ km adalah termasuk gempa-gempa *interface slip*, sebagaimana tampak pada Gambar 8.13 (Dowrick, 1978).



Gambar 8.12 Kedalaman dan geometri sumber gempa (Dowrick, 1992).

Tabel 8.1 Spesifikasi Data Gempa

No.	Aspek	Deskripsi Aspek	Ket.
1.	Data gempa	New Zealand (data th. 1922 s/d 1987)	
2.	Magnitudo gempa	M_s = 5 s/d 7.8 (*surface magnitude*)	
3.	Jumlah data	30 data gempa	
4.	Kedalaman gempa	5 s/d 65 km	
5.	Jarak (R,)	-	
6.	Jenis patahan	*Normal Fault (NF), Strike Slip Fault (SSF), Reverse Faulf (RF) dan Obligue Fault (OF)*	
7.	Jenis tanah	-	
8.	Lain-lain	Distribusi atenuasi diasumsikan menurut bentuk ling karan dengan jari-jari tertentu.	



Gambar 8.13 Aktivitas gempa di New Zealand (Dowrick, 1978)

Mekanisme sumber gempa (*source mechanism*) yang ditunjukkan oleh jenis patahan pada kenyataanya akan berpengaruh terhadap efek yang ditimbulkan oleh gempa. Jenis patahan yang ditinjau adalah :

1. patahan normal (*normal fault, NF*), yaitu sesar/patahan akibat tegangan tarik,
2. patahan geser (*strike-slip fault, SSF*) yaitu patahan akibat tegangan geser
3. patahan terbalik (*reverse fault, RF*) yaitu patahan akibat tegangan desak dan, patahan kombinasi (*obigue fault, OF*), yaitu kombinasi diantaranya.

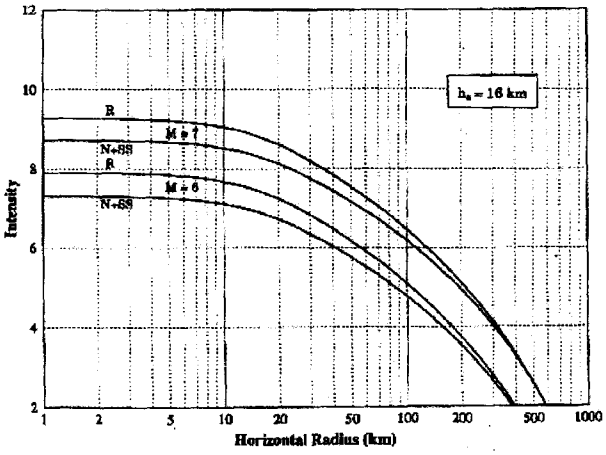
Berdasarkan pengamatan Dowrick (1992) menunjukkan bahwa terdapat jenis-jenis patahan yang dapat dikategarikan sebagai mirip perilakuknya. Oleh karena itu patahan NF dan SSF digabungkan pengaruhnya dalam suatu atenuasi dan RF dan OF pada atenuasi yang lain. Dengan berdasar pada data-total yang disajikan sebelumnya, kemudian data dipilah-pilah berdasarkan jenis mekanisme kejadian gempa. Berdasar pada data 8-gempa dengan patahan normal (NF) dan 4-gempa dengan patahan geser (SSF) dan prosedur regresi dilakukan secara standar, maka persamaan atenuasi intensitas gempa untuk NF dan SSF yang diusulkan adalah sebagai berikut,

$$I_{mm} = 2{,}18 + 1{,}411.M - 0{,}00439.r - 2{,}709.\log.r \qquad 8.8)$$

dengan r adalah *focal depth* sebagaimana tampak pada Gambar 8.12).

Hasil regresi berdasarkan data dari RF dan OF berdasar pada 7-gempa dengan patahan terbalik (RF) dan patahan kombinasi, selanjutnya mengahasilkan suatu usulan atenuasi,

$$I_{mm} = 3{,}42 + 1{,}369.M - 0{,}00449.r - 3{,}037.\log.r \qquad 8.9)$$



Gambar 8.14) Atenuasi Intensitas gempa untuk beberapa jenis *source mechanism*

Hubungan antara Intensitas I_{MM} dan jarak horisontah r_h untuk kedalaman h_e = 16 km dan Magnitudo gempa M = 6, M = 7 dan untuk kedua kelompok atenuasi disajikan pada Gambar 8.14). Tampak pada gambar bahwa pada radius horisontal r_h dan Magnitudo gempa M yang sama, *reverse fault* (R) akan mengakibatkan intensitas gempa yang lebih tinggi dibanding dengan normal dan *strike slip fault* (N+SS). Juga tampak bahwa selisih intensitas tersebut akan semakin kecil pada radius horisontal r_h yang lebih besar. Hal ini terjadi sebagaimana ditunjukkan oleh koefisien log r (log r akan besar pada r_h yang besar, sehingga pengaruhnya akan besar pada log r yang besar).

Pengaruh perbedaan intensitas antara R dan N+SS khususnya pada r_h yang kecil akan dijelaskan kemudian. Apabila diambil rentang radius horisontal dari r_h = 30 km dan dengan kedalaman yang sama yaitu h_e = 16 km, maka rasio rata-rata intensitas gempa yang dihitung menurut pers.8.8) dan pers.8.9) akan menghasilkan,

$$\frac{I_{mm}(RF \,\&\, OF)}{I_{mm}(NF \,\&\, SSF))} = \frac{6{,}8302}{6{,}3479} = 1{,}0759 \qquad untuk \quad M = 6$$

$$\frac{I_{mm}(RF \,\&\, OF)}{I_{mm}(NF \,\&\, SSF))} = \frac{8{,}1992}{7{,}7589} = 1{,}0567 \qquad untuk \quad M = 7$$

Apabila diambil pada nilai rh = 10 km maka rasio intensitas I untuk kedua kondisi tersebut adalah,

$$\frac{I_{mm}(RF \,\&\, OF)}{I_{mm}(NF \,\&\, SSF))} = \frac{7{,}6749}{7{,}1072} = 1{,}0798 \qquad untuk \quad M = 6$$

$$\frac{I_{mm}(RF \,\&\, OF)}{I_{mm}(NF \,\&\, SSF))} = \frac{9{,}0943}{8{,}8152} = 1{,}0617 \qquad untuk \quad M = 7$$

Apabila didasarkan atas radius horisontal rh = 50 km maka akan diperoleh rasio intensitas,

$$\frac{I_{mm}(RF \,\&\, OF)}{I_{mm}(NF \,\&\, SSF))} = \frac{6{,}1742}{5{,}7556} = 1{,}0727 \qquad untuk \quad M = 6$$

$$\frac{I_{mm}(RF \,\&\, OF)}{I_{mm}(NF \,\&\, SSF))} = \frac{7{,}5432}{7{,}1667} = 1{,}0525 \qquad untuk \quad M = 7$$

Berdasarkan hasil-hasil tersebut di atas dapat diketahui bahwa pada magnitudo gempa M dan radius horisontal r_h yang sama maka *reverse fault, RF* mengakibatkan intensitas gempa yang lebih tinggi dibanding dengan *normal, NF* dan *strike-slip fault, SSF*. Untuk mengetahui bukti yang lain bahwa *reverse fault, RF* akan memberikan efek yang lebih besar daripada NF dan SSF, maka intensitas dapat dikaitkan dengan percepatan tanah maksimum akibat gempa.

Menurut Murphy dan O'Brien (1977) atenuasi percepatan tanah dapat dihubungkan dengan intensitas gempa menurut hubungan,

$$Log(a_h) = 0{,}25 + 0{,}25.I_{mm} \qquad 8.10)$$

Sedangkan menurut Wald dkk.(1999) untuk daerah Calofornia USA, maka hubungan antara intensitas gempa dan percepatan tanah dan kecepatan tanah dapat dinyatakan dalam,

$$I_{mm} = 3{,}66.Log(a_h) - 1{,}66 \qquad untuk \quad VI < I_{mm} < VIII \qquad 8.11.a)$$

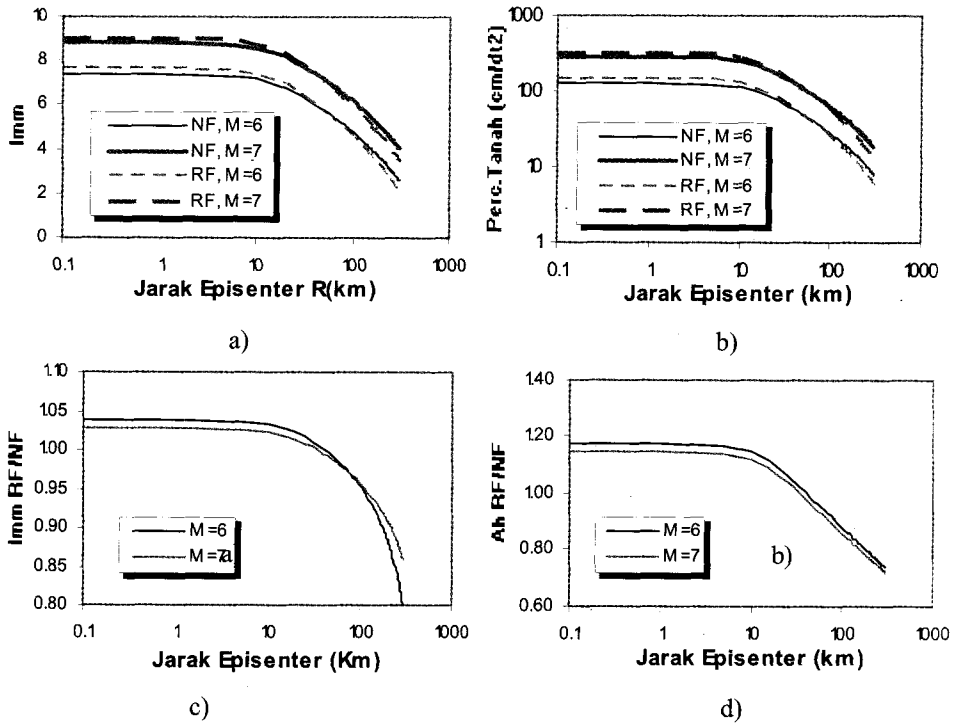
$$I_{mm} = 3{,}47.Log(a_h) + 2{,}35 \qquad untuk \quad V < I_{mm} < IX \qquad 8.11.b)$$

Berdasarkan persamaan 8.10) tersebut maka pengaruh *source mechanism*/jenis sesar/ patahan terhadap percepatan tanah maksimum dapat dihitung. Hitungan disajikan di Tabel 8.2. Dari Tabel 8.2) dapat diperoleh bahwa internsitas gempa I_{MM} yang lebih besar akibat perbedaan jenis sesar/patahan/*source mechanism* ternyata juga akan mengakibatkan percepatan tanah maksimum akibat gempa yang lebih tinggi. Apabila diperhatikan maka pada magnitudo gempa M dan radius horisontal r_h yang sama dan perbedaan intensitas gempa I_{MM} yang ada,

reverse fault, RF akan mengakibatkan percepatan tanah maksimum 24 % - 38 % lebih tinggi daripada *normal fault* ataupun *strike-slip fault.*

Tabel 8.2 Pengaruh source mechanism terhadap rasio percepatan tanah maksimum

Parameter	I_{mm} pada r_h = 30 km				I_{mm} pada r_h = 10 km				I_{mm} pada r_h = 50 km			
	M = 6		M = 7		M = 6		M = 7		M = 6		M = 7	
	N+SS		N+SS	R+O	N+SS	R+O	N+SS	R+O	N+SS	R+O	N+SS	R+O
Intens., I_{mm}	6,381	6,867	7,792	8,236	7,107	7,6749	8,5182	9,0439	5,7556	6,1742	7,1667	7,543
log a_h	1,845	1,967	2,198	2,307	2,027	2,1687	2,3796	2,5109	1,6889	1,7936	2,0417	2,136
a_h (cm/dt2)	70,00	92,64	157,72	203,98	106,36	147,47	239,63	324,26	48,856	62,173	110,08	136,7
R&O/(N&S)		1,323		1,2933		1,3864		1,3531		1,2726		1,242
rata2 rasio			1,3038				1,3697				1,2575	
Keterangan	Percepatan tanah dihitung menurut persamaan 7.10)											



Gambar 8.15 Hubungan antara jarak episenter,R dengan I_{mm} dan percepatan tanah

Sementara Dowrick (1992) mengatakan bahwa pada persoalan yang sama percepatan tanah maksimum pada RF menyebabkan 22 % - 41 % lebih tinggi daripada NF. Sementara Campbel (1981) mengatakan bahwa berdasar pada data gempa dunia (*world-wide earthquake data*) sesar/patahan RF akan mengakibatkan percepatan tanah maksimum rata-rata 28 % lebih besar daripada jenis patahan yang lain (NF dan SSF).

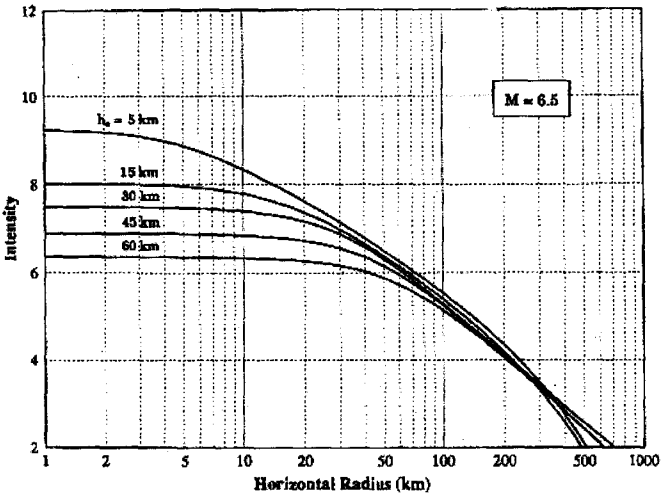
Apabila jarak episenter R dijadikan variabel bebas, maka hubungannya dengan I_{MM}, percepatan tanah dan rasio I_{MM} dan rasio percepatan tanah adalah seperti pada Gambar 8.15).

Gambar tersebut menunjukkan bahwa percepatan tanah akan beratenuasi sangat tajam pada jarak 100 km pertama, dan setelah itu atenuasi berlangsung agak lambat/landai. Gambar 8.15.a) dan 8.15.b) menunjukkan bahwa *Reverse fault (RF)* dan *Oblique fault (OF)* mengakibatkan intensitas gempa Imm dan percepatan tanah yang lebih besar daripada *Normal fault (NF)* dsn *Strike Slip faults (SSF)*. Gambar 8.15.c) dan 8.15.d) menunjukkan bahwa semakin besar magnitudo gempa rasio I_{mm} dan percepatan atanah untuk *source mechanism* yang ditinjau tampak semakin kecil. Hubungan sejenis juga dapat dibuat untuk variabel bebas adalah kedalaman gempa.

8.6.2 Efek Kedalaman Sumber Gempa

Lebih lanjut Dowrick (1992) juga membahas tentang efek kedalaman *gempa (focal depth)* terhadap atenuasi intensitas gempa. Daerah New Zealand adalah daerah subdaksi, sehingga data gempa seperti pada Tabel 8.1) adalah campuran antara gempa *shallow crustal earthquake* dan gempa *interface slip earthquake* (perhatikan di Gambar 8.13). Dengan demikian sumber gempa mempunyai kedalaman yang bervariasi. Apabila diperhatikan maka pusat gempa sebagian besar mempunyai kedalaman kurang dari 40 km. Menurut ketentuan yang umum dipakai gempa tersebut termasuk gempa-gempa dangkal. Bahasan selanjutnya didasarkan atas persamaan atenuasi sebagaimana disampaikan menurut pers.8.8) dan 8.9). Mengingat nilai r pada persamaan merupakan fungsi dari *focal depth*, maka efek kedalaman gempa terhadap intensitas gempa dapat diperhitungkan.

Pembahasan efek kedalaman sumber gempa dengan memakai model atenuasi berdasarkan *normal* dan *strike-slip fault* (pers.8.8). Untuk itu ditinjau kedalaman he = 5, 15, 30, 45 dan 60 km dengan Magnitudo gempa M = 6,5. Plot antara intensitas gempa lawan radius horisontal disajikan pada Gambar 8.16). Tampak jelas pada gambar tersebut bahwa efek kedalaman sumber gempa hanya cukup signifikan pada radius horisontal yang relatif kecil (< 50 km). Hal ini terjadi karena r adalah akar dari h_e kwadrat ditambah r_h kwadrat. Dengan mengambil 2 nilai h_e tertentu, dua nilai r akan relatif jauh berbeda pada r_h yang relatif kecil dibanding pada r_h yang besar. Dengan demikian efek kedalaman gempa hanya relatif siknifikan pada nilai r_h yang relatif kecil (perhatikan tanda minus pada pers. 8.8).



Gambar 8.16 Efek kedalaman sumber gempa

8.6.3 Persamaan Atenuasi Intensitas Gempa (I_{mm}) dari Beberapa Negara

Persamaan atenuasi intensitas gempa yang diusulkan tidak sebanyak persamaan atenuasi percepatan tanah. Hal ini terjadi karena percepatan tanah akibat gempa mempunyai fungsi yang lebih stategis (misalnya untuk *Earthquake Hazard Analysis*) dibanding dengan intensitas gempa. Berikut ini adalah beberapa contoh atenuasi intensitas gempa yang berasal dari beberapa negara.

1. Australia

   Gempa yang terjadi adalah gempa dangkal pada kerak benua yang relatif tidak aktif (*shallow crustal eartquake* di *stable plate continent* atau di *non active region).* Menurut Gaull dkk (1990) dalam Lam dkk (2003),

   a) untuk Western Australia (hard rock),

   $$I_{mm} = 1{,}5.M_L - 3{,}2.Log(R) + 2{,}2 \qquad 8.12.a)$$

   b) untuk Eastern Australia (soft rock),

   $$I_{mm} = 1{,}5.M_L - 3{,}9.Log(R) + 3{,}9 \qquad 8.12.b)$$

2. Iran

   Iran merupakan salah satu negara rawan gempa di dunia, dengan adanya gempa-gempa besar misalnya gempa Tabas (1978), Manjil (1990), gempa Bhuth (2004). Untuk itu Zare dan Mamarian (2003) mengususlkan atenuasi intensitas gempa, untuk daerah Iran yaitu,

   $$I_{mm} = 1{,}175.M_L - 0{,}014.R - 0{,}227.Log(R) \qquad 8.13)$$

8.7 Atenuasi Percepatan Tanah Maksimum

Percepatan tanah merupakan parameter gerakan tanah akibat gempa yang paling sering digunakan. Hal ini terjadi karena adanya suatu kenyataan bahwa suatu gaya akan terjadi pada suatu massa yang bergerak yang mempunyai percepatan. Padahal gaya merupakan suatu hal yang sangat penting didalam mekanika rekayasa baik yang bersifat statik maupun dinamik. Dengan mengingat pentingnya peran gaya tersebut, maka percepatan menjadi sesuatu yang sangat penting, termasuk didalamnya percepatan tanah akibat gempa.

Sebagaimana parameter gempa yang lain, percepatan tanah juga akan mengalami atenuasi (yaitu berkurangnya nilai parameter gempa misalnya percepatan tanah karena jarak). Selain berkurangnya parameter karena jarak, maka proses atenuasi juga dipengaruhi oleh beberapa hal sebagaimana dijelaskan dalam Butir 7.2) di atas. Usulan atenuasi percepatan tentang akibat gempa dalam berbagai formulasi telah diteliti oleh para ahli geofisika sejak lama. Penelitian tentang atenuasi percepatan tanah yang dilakukan kemudian dikelompok menjadi :

1. Atenuasi *Worldwide*

   Maksudnya adalah atenuasi percepatan tanah dengan menggunakan data campuran dari berbagai tempat, berbagai variabel dan atenuasinya dimaksudkan bersifat umum,

2. Atenuasi Spesifik

   Maksudnya adalah atenuasi untuk tempat, mekanisme kejadian gempa, jenis tanah dan keaktifan gerakan tektonik tertentu. Atenuasi ini kemudian dikelompokkan menjadi:

   a. Atenuasi *shallow crustal earthquake* baik didaerah *active* maupun *passive regions*,
   b. Atenuasi gempa didaerah subdaksi.

8.8 Atenuasi Berdasarkan data *Worldwide*

Sebagaimana disampaikan pada Butir 8.2) di atas, atenuasi gerakan tanah akan dipengaruhi oleh banyak faktor. Apabila faktor-foktor yang memepengaruhi tersebut

dipersempit, maka akan menjadi persamaan atenuasi spesifik, misalnya atenuasi untuk gempa dangkal (*shallow crustal erathquake*) baik di daerah aktif maupun pasif, untuk berbagai macam patahan, jenis tanah maupun atenuasi gempa-gempa subdaksi. Atenuasi-atenuasi tersebut bersifat spesifik/khusus dan relatif akurat. Namun demikian apabila beberapa variabel tersebut untuk sementara dikesampingkan, maka yang terjadi adalah *worldwide attenuation*, bersifat umum tetapi relatif kurang akurat. *Worldwide attenuation* tersebut adalah sebagai berikut ini.

8.8.1 Atenuasi Murphy dan O'Brien (1977)

Murphy dan O'Brien (1977) telah mengadakan penelitian untuk menghubungkan antara percepatan tanah akibat gempa, dengan intensitas gempa maupun dengan parameter phisik yang lain. Penelitian ini bersifat *world-wide* karena data gempa yang dipakai adalah data gempa yang berasal dari beberapa negara. Penelitian merupakan penyempurnaan atas penelitian sebelumnya yaitu penelitian yang dilakukan oleh Trifunac dan Brady (1975) yang hanya berdasar atas 187 data gempa. Untuk itu Murphy dan O'Brien (1977) menggunakan 1465 data gempa dari beberapa negara dan untuk dipakai di beberapa jenis atenuasi . Adapun karakteristik data gempa yang dipakai adalah seperti pada Tabel 8.3).

Berdasarkan data dari Tabel 8.3) dapatlah diketahui bahwa kebanyakan rekaman gempa berasal dari gempa dangkal (*focal depth* kurang dari 70 km) dan kebanyakan gempa mempunyai kandungan frekuensi tinggi (T antara 0,2 - 0,5 dt). Tidak terdapat data yang cukup jelas tentang *source mechanism*/jenis sumber gempa. Sebelum melakukan bahasan hasil penelitian, Murphy dan O'Brien (1977) juga merujuk hasil-hasil penelitian sebelumnya yang kemudian disajikan dalam Tabel 8.4). Sedangkan apabila beberapa usualan atenuasi tersebut dibandingkan satu dengan yang lain, maka tampak seperti pada Gambar 8.17). Mengingat data yang dipakai berbeda antara satu dengan yang lain maka hasilnya juga bervariasi. Usulan Newmann (1954) pada jarak rata-rata 25 km tampaknya menjadi tengah-tengah atau yang dapat mewakili semua usulan tersebut.

Tabel 8.3 Spesifikasi Data Gempa

No.	Aspek	Deskripsi Aspek
1.	Data gempa	1. Sejumlah 900 gempa pantai barat USA (sd.1973) 2. Sejumlah 500 gempa Jepang (sd.1974) 3. Sejumlah 60 gempa Eropa Selatan (sd.1974)
2.	Magnitudo gempa	M_s = 3 s/d 8 (yang terbanyak 5 s/d 6,5)
3.	Jumlah data	1465 data gempa
4.	Kedalaman gempa	1 s/d 500 km (paling banyak antara 20 - 40 km)
5.	Jarak (R,)	1 - 1000 km (paling banyak 20 - 300 km)
6.	Jenis patahan	-
7.	Jenis tanah	1. Tanah aluvium meliputi kurang lebih 75 % rekaman dan sisanya sebanyak 25 % berasal dari : 2. Tanah cukup keras (*intermediate*) 3. Tanah keras (*rock*)
8.	Durasi gempa	s/d 100 dt (paling banyak antara 20 - 40 dt)
9.	Peride getar T	1 - 2 dt (paling banyak antara 0,2 - 0,5 dt)

Model atenuasi yang dipakai adalah,

$$Log(a_h) = \alpha.I_{mm} + \beta \qquad 8.14)$$

dengan α dan β adalah suatu koefisien, a_h adalah percepatan tanah dalam cm/dt2.

Setelah semua data di analisis, Murphy dan O'Brien (1977) mengusulkan persamaan atenuasi hubungan antara percepatan, kecepatan tanah dengan intensitas gempa yaitu,

$$Log(a_h) = 0{,}25.I_{mm} + 0{,}25 \qquad 8.15.a)$$

$$Log(a_v) = 0{,}30.I_{mm} - 0{,}54 \qquad 8.15.b)$$

a_h dan a_v masing-masing adalah percepatan tanah arah horisontal dan vertikal dalam cm/dt2.

Sebelumnya, dengan berdasar 187 data gempa USA, Trifunac dan Brady (1975) mengusulkan ($V < I_{mm} < VIII$) persamaan atenuasi,

$$Log(a_h) = 0{,}20.I_{mm} + 0{,}25 \qquad 8.16.a)$$

$$Log(a_v) = 0{,}30.I_{mm} - 0{,}180 \qquad 8.16.b)$$

Sedangkan Ambraseys (1974) mengususlkan hal yang senada berdasar pada data gempa-gempa di Eropa selatan ($IV < I_{mm} < VII$) yaitu,

$$Log(a_h) = 0{,}36.I_{mm} - 0{,}16 \qquad 8.17.a)$$

$$Log(a_v) = 0{,}308.I_{mm} - 0{,}55 \qquad 817.b)$$

Tabel 8.4 Beberapa Usulan Persamaan Atenuasi (Murphy & O'Brien, 1977))

No.	Peneliti	Tahun	Usulan Persamaan	Keterangan
1.	Gutenberg dan Richter	1942 & 1956	$\log a_h = 0{,}333\ I_{MM} - 0{,}50$	
2.	Kawasumi	1951	$\log a_h = 0{,}50\ I_{JMA} - 0{,}347$	
3.	Newmann	1954	1. Untuk rata2 jarak 25 km $\log a_m = 0{,}308\ I_{MM} - 0{,}041$ 2. Untuk jarak rata2 160 km $\log a_m = 0{,}308\ I_{MM} - 0{,}429$	
4.	Hershberger	1956	$\log a_h = 0{,}429\ I_{MM} - 0{,}900$	
5.	Medvedev & Sponheuer	1969	$\log a_h = 0{,}301\ I_{MM} - 0{,}408$	
6.	Ambraseys	1974	$\log a_m = 0.36\ I_{MM} - 0{,}16$ $\log a_v = 0.30\ I_{MM} - 0{,}18$	
7.	Trifunac & Brady	1975	$\log a_m = 0{,}35\ I_{MM} - 0{,}435$ $\log a_v = 0.38\ I_{MM} - 0{,}968$	
8	Linkemer	2008	$\log a_h = (0.372\ I_{MM} - 0.208)$	
9	Widodo,Wijaya,Sunarto	2010	$\log a_h = 0.221\ I_{MM} + 0.545$	

Keterangan : a_h = rata-rata percepatan tanah maksimum arah horisontal
a_m = percepatan tanah maksimum arah horisontal
a_v = percepatan tanah vertikal
I_{MM} = intensitas *Modified Mercalli*
I_{JMA} = intensitas *Japanesse Meteorological Agency*

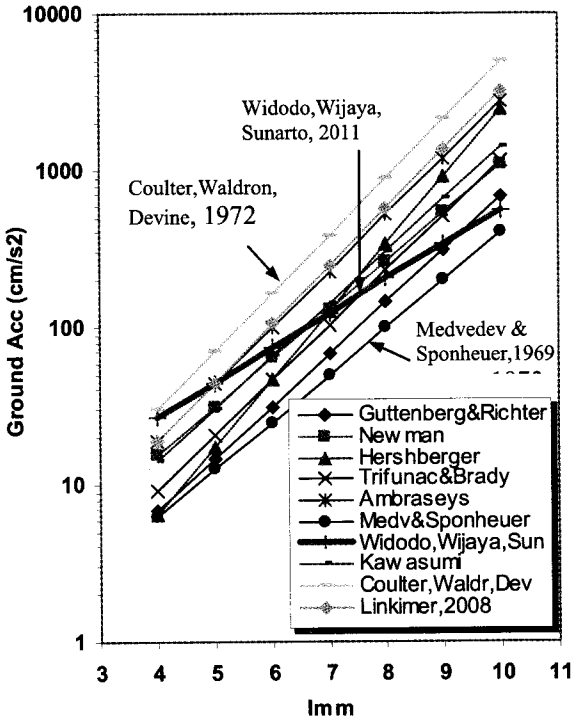
Pada Tabel 8.4 terdapat I_{mm} dan I_{JMA} yang antara keduanya dapat dihubungkan dengan,

$$I_{mm} = 0{,}50 + 1{,}50\ I_{JMA} \qquad 8.16)$$

Selanjutnya Murphy dan Brien (1977) juga mengatakan bahwa berdasarkan rumus-rumus di atas, hubungan antara percepatan tanah dengan intensitas gempa akan dipengaruhi oleh kondisi geografi (USA, Jepang ataupun Eropa Selatan). Apabila koefisien α seperti pers.8.14) dibuat sama untuk ketiga tempat tersebut, maka hubungan antara intensitas gempa dan percepatan tanah akan menjadi,

$$Log(a_h) = 0{,}24.I_{mm} + \beta \qquad 8.17)$$

dengan β sama dengan 0,26; 0,23 dan 0,57 berturut-turut untuk USA, Japan dan Eropa Selatan.



Gambar 8.17 Perbandingan beberapa Atenuasi

Wijaya (2009) dan Widodo dkk (2011) melakukan penelitian tetang intensitas gempa di Yogyakarta dan Jawa Tengah akibat gempa Yogyakarta 27 Mei 2006. Berdasarkan penelitian tersebut diperoleh atenuasi hubungan antara percepatan tanah a_h dan intensitas gempa I_{MM}. Hubungan yang dimaksud adalah,

$$Log\, a_h = 0.221.I_{MM} + 0.545 \qquad 8.18)$$

Apabila persmaan 8.18) tersebut digambar dan dibandingkan dengan atenuasi yang lain menurut Tabel 8.4), maka hasilnya adalah seperti yang tampak pada Gambar 8.17). Pada gambar tersebut tampak bahwa percepatan tanah menurut pers. 8.18) tersebut cenderung bernilai tinggi untuk nilai I_{MM} yang kecil dan bernilai relatif rendah untuk nilai I_{MM} yang besar. Hasil ini berlawanan dengan hasil penelitian Hersberger (1956).

Hal ini mungkin disebabkan oleh letak episenter dan kondisi tanah setempat. Pada lokasi yang dekat dengan episenter dan tanahnya lunak maka intensitas gempa I_{MM} cenderung besar tetapi percepatan tanahnya tidak dapat besar. Pada tanah lunak maka atenuasi energi gempa akan berjalan lebih lambat, sehingga intensitas gempa masih relatif tinggi walaupun gelombang gempa sudah merambat jauh dengan I_{MM} yang relatif kecil.

Atenuasi yang lain adalah atenuasi percepatan tanah yang merupakan fungsi dari intensitas gempa I_{MM}, magnitudo gempa M, jarak episenter R dan faktor jenis tanah β yang dinyatakan dalam bentuk,

$$Log(a_h) = \alpha.I_{mm} + \gamma.M + \delta.Log(R) + \beta \qquad 8.19)$$

dengan a_h adalah percepatan tanah dalam cm/dt2 dan R adalah jarak episenter dalam km.

Data gempa yang dipakai untuk itu adalah 428 gempa USA, 163 gempa Japan dan 51 gempa Eropa Selatan. Setelah dilakukan regresi, maka persmaan atenuasi yang diperoleh adalah,

$$Log(a_h) = 0{,}15.I_{mm} + 0{,}21.M - 0{,}65.Log(R) + 0{,}73 \quad (worldwide) \qquad 8.20.a)$$

$$Log(a_h) = 0{,}17.I_{mm} + 0{,}27.M - 0{,}74.Log(R) - 0{,}09 \quad (worldwide) \qquad 8.20.b)$$

dengan R adalah jarak episenter dalam km dan a_h dan a_v adalah percepatan tanah horisontal dan vertikan dalam cm/dt2.

Apabila persamaan atenuasi di atas dispesifikkan untuk masing-masing daerah, maka persamaann atenuasinya menjadi,

$$Log(a_h) = 0{,}14.I_{mm} + 0{,}24.M - 0{,}68.Log(R) + \beta \quad (worldwide) \qquad 8.21)$$

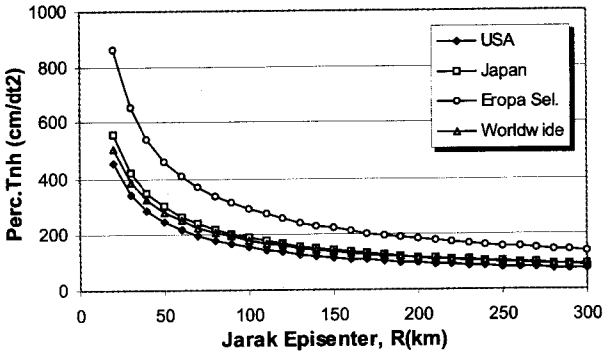
dengan β untuk Western USA, Japan dan Southern Europe berturut-turut adalah 0,60, 0,69 dan 0,88.

Secara umum antara I_{mm} dan M terdapat perkiraan hubungan seperti tabel 8.5 :

Tabel 8.5 Hubungan antara M dan I_{mm}

M	3	4	5	6	7	8	9
I_{mm}	III	IV	VI	VIII	IX	XI	XII

Pada gambar 8.18) disajikan atenuasi untuk beberapa daerah menurut pers. 8.20.a) dan pers.8.21), untuk magnitudo gempa M = 6. Magnitudo gempa M = 6 ini akan dipakai sebagai bahan pembahasan seterusnya. Tampak bahwa pada Magnitudo gempa dan jarak episenter yang sama, percepatan tanah akibat gempa di Eropa Selatan mencapai angka tertinggi. Kemudian diikuti dengan Jepang, *Worldwide* dan baru USA. Atenuasi percepatan tanah berlangsung sangat cepat pada jaral episenter < 50 km.



Gambar 8.18 Perbandingan atenuasi percepatan tanah dibeberapa negara

8.8.2 Campbell (1981,1990)

Campbell (1981) mengadakan studi tentang atenuasi percepatan tanah akibat gempa berdasarkan kejadiaan *shallow crustal interplate earthquakes*, utamanya yang terjadi di pantai barat USA, dengan kedalaman gempa h < 25 km. Gempa yang ditinjau adalah gempa-gempa yang relatif dekat dengan sumber (*near source*), yaitu pada rentang jarak episenter 30 – 50 km. Sejumlah data gempa yang berasal dari berbagai negara (*world wide*) dipakai sebagai bahan kajian. Campbell (1981) mengatakan/menganggap bahwa walaupun sebagian data berasal dari luar USA yaitu gempa-gempa di sepanjang *plate boundaries* (di daerah *subduction zone*), namun secara umum kondisinya agak mirip dengan gempa *intraplate* yang terjadi di pantai barat USA.

Tabel 8.6 Spesifikasi Data Gempa (Campbell, 1981)

No.	Aspek	Deskripsi Aspek
1.	Data gempa	1. Beberapa Gempa dari Western USA (sejak 1979) 2. Gempa Koyna (1967), gempa Managua (1972), gempa Peru (1974), gempa Gazli USSR (1976), gempa Tabas Iran (1978).
2.	Magn. gempa	M_S = 5 - 8 (*surface magnitude*, M_S)
3.	Jumlah data	229 rekaman arah horisontal dari beberapa gempa
4.	Kedalaman gempa	gempa dangkal (h < 25 km)
5.	Jarak (R,)	R_C < 50 km (*closest distance, near source earthquakes*)
6.	Jenis patahan (campuran)	1. Normal fault (NF) 2. Strike Splip fault (SSF) 3. Reverse fault (RF) 4. Obligue fault (OF)
7.	Jenis tanah (campuran)	1. Jenis A, tanah aluvium (dalam lapis keras > 10 m) 2. Jenis B, tanah depossit (dalam lapis keras > 10 m) 3. Jenis C, tanah batu lunak (*soft rock*) 4. Jenis D, tanah batu keras (*hard rock*) 5. Jenis E, *shallow deposit* (dalam lapis keras < 10 m) 6. Jenis F, *soft soil deposit*
8.	Durasi gempa	-
9.	Peride getar T	-

Mengingat karakter rambatan gelombang gempa-gempa dalam berbeda dengan gempa-gempa dangkal, maka sekali lagi atenuasi ini hanya berlaku untuk gempa-dangkal (bukan untuk gempa-gempa dalam). Data gempa yang dipakai berasal dari beberapa negara misalnya dari USA, India, Nicaragua, Peru, USSR dan Iran. Gempa-gempa dari pantai barat USA yang dipakai adalah gempa Coyote Lake, M_L = 5,9 (6 Agustus, 1979) dan gempa Imperial valley M_S = 6,9 (15 Oktober, 1979). Sedangkan gempa dari luar USA adalah gempa Koyna, M_S = 6,5 (10 Desember 1967), gempa Managua M_S = 6,2 (23 Desember 1972), gempa Peru M_S = 7,6 (3 Oktober, 1974), Gempa Gazli, USSR, M_S = 7 (17 Mei, 1976) dan gempa Tabas, Iran M_S = 7,7 (16 September 1978). Karakteristik gempa selengkapnya adalah seperti yang tercantum pada Tabel 8.6).

Model atenuasi yang diusulkan oleh Campbell (1981) adalah dalam bentuk,

$$PGA = a.e^{b.M}.(R_C + c.M)^{-d} \qquad 8.22)$$

Model tersebut juga dapat dinyatakan dalam,

$$Ln(PGA) = a' + b.M - d.Ln(R_C + c.M) \qquad 8.23)$$

Berdasarkan data yang ada maka setelah diadakan regresi secara bertahap maka persamaan atenuasi yang diajukan adalah (cenderung untuk *rock-site*),

$$PGA = 0{,}0159.e^{0{,}868.M}.(R_C + 0{,}0606..e^{0{,}70.M})^{-1{,}09} \qquad 8.24)$$

dengan PGA adalah percepatan tanah maksimum (*Peak Ground Acceleration*) dalam percepatan gravitasi (g), R_C adalah jarak terdekat dari episenter ke *fault* dan M_S adalah *surface magnitude.*

Walaupun didepan sudah dikatakan bahwa atenuasi yang diusulkan adalah hanya untuk *near-field earthquake* ($30 < R_C < 50$ km), namun demikian atenuasi yang diusulkan dapat diektrapolasikan menjadi atenuasi untuk *far-field earthquake.* Atenuasi untuk *far-field earthquake* yang dimaksud adalah,

$$PGA = 0{,}0185.e^{1{,}28.M}.(R_C + 0{,}147..e^{0{,}732.M})^{-1{,}75} \qquad 8.25)$$

dengan PGA adalah *peak ground acceleration* dalam gravitasi bumi (g).

8.8.2.a Pengaruh Jenis *Source Mechanism*

Analisis yang dilakukan juga memperhitungkan efek beberapa hal terhadap percepatan tanah. Sejumlah 116 jenis patahan dari 27 kejaian gempa telah diperhitungkan yaitu mulai *strike-slip* (69 buah), *reverse* (40 buah), normal (5 buah) dan *obigue fault* (2 buah). Jenis patahan yang paling banyak adalah *strike-slipe fault (SSF)* karena sebagaian rekaman berasal dari Western USA yangmana patahan San Andreas merupakan patahan geser. Hasil analisis ini menunjukkan bahwa apabila data *worlwide* yang dipakai, maka *reverse fault* mengakibatkan percepatan tanah 28 % lebih besar dibanding dengan jenis patahan yang lain, sedangkan apabila dipakai data hanya dari USA maka nilai tersebut menjadi 17 %. Hal semacam ini juga dijumpai pada studi yang dilakukan oleh Dowrick (1992) seperti yang telah dibahas sebelumnya.

8.8.2.b Pengaruh Massa Bangunan

Efek massa bangunan terhadap rekaman gempa juga diperhitungkan, maksudnya adalah membandingkan gempa yang direkam di lantai *basement* gedung yang relatif besar dan gempa yang direkam pada permukaan tanah (*free field*). Hasil studi ini menunjukkan bahwa percepatan tanah akibat gempa yang direkam di *basement* tersebut rata-rata 24 % lebih rendah daripada apabila direkam pada permukaan tanah (*free field*). Bahkan hasil studi sebelumnya

(Darragh dan Campbell, 1981) menunjukkan bahwa percepatan tanah di *basement* mencapai 34 % lebih rendah dibanding di permukaan tanah (*free field*). Kehadiran massa bangunan ternyata berpengaruh terhadap percepatan tanah akibat gempa. Hasil yang diperoleh tidak selalu begitu, karena percepatan tanah akan dipengaruhi oleh jenis tanah, properti tanah, tebal lapisan, banyak lapisan dan frekuensi gelombang gempa. Hal ini menarik untuk diteliti lebih lanjut.

8.8.2.c Pengaruh Kondisi Tanah/Geologi

Pengaruh kondisi tanah yang dimaksud adalah kondisi tanah dimana alat perekam gempa diletakkan. Klasifikasi jenis tanah dapat bermacam-macam mulai 6-macam, 4-macam maupun secara sederhana diklasifikasikan menjadi 2-macam. Pembagian menjadi 2-macam umumnya adalah direkam di atas tanah (*soil site*) ataupun direkam diatas tanah berbatu (*rock site*). Apabila masing-masing jenis tanah tersebut dipecah lagi menjadi *soft* and *hard* , maka jenis tanah akan menjadi 4-macam (*soft soil, hard soil, soft rock, hard rock*).

Hasil analisis dengan hanya memakai 2-macam jenis tanah menunjukkan bahwa PGA di atas *rock-site* rata-rata mencapi 26 % lebih tinggi daripada PGA di *soil-site*. Verifikasi tentang hal ini di buat dengan memakai data gempa Punaluu, Hawai, yang menunjukkan bahwa percepatan tanah di *soft-site* diperoleh kira-kira 30 % lebih rendah dibanding dengan PGA yang dihitung dengan pers.8.24) di atas.

8.8.2.d Pengaruh Kondisi Geografi

Efek topografi terhadap percepatan tanah juga diperhatikan. Hasil pengamatan dari beberapa gempa yang direkam pada lereng gunung yang terjal/curam ternyata mempunyai kecenderungan lebih besar dibanding gempa yang sama yang direkam pada daerah dataran. Hasil penelitian Boore (1978) menunjukkan bahwa gempa San Fernando (1971) yang direkam di Pacoima Concrete Arch Dam pada arah S16E (daerah lereng berbatu yang terjal/curam) telah mengalami amplifikasi topografi pada percepatan tanah ± 50 % terhadap percepatan tanah yang sebenarnya. Hasil studi Mickey (1973) atas rekaman gempa tersebut justru menunjukkan bahwa percepatan tanah pada rekaman gempa arah S16E tersebut berkemungkinan telah mengalami amplifikasi topograsi kurang lebih 75 % dari yang sebenarnya.

8.8.3. Perkembangan Persamaan Attenuasi

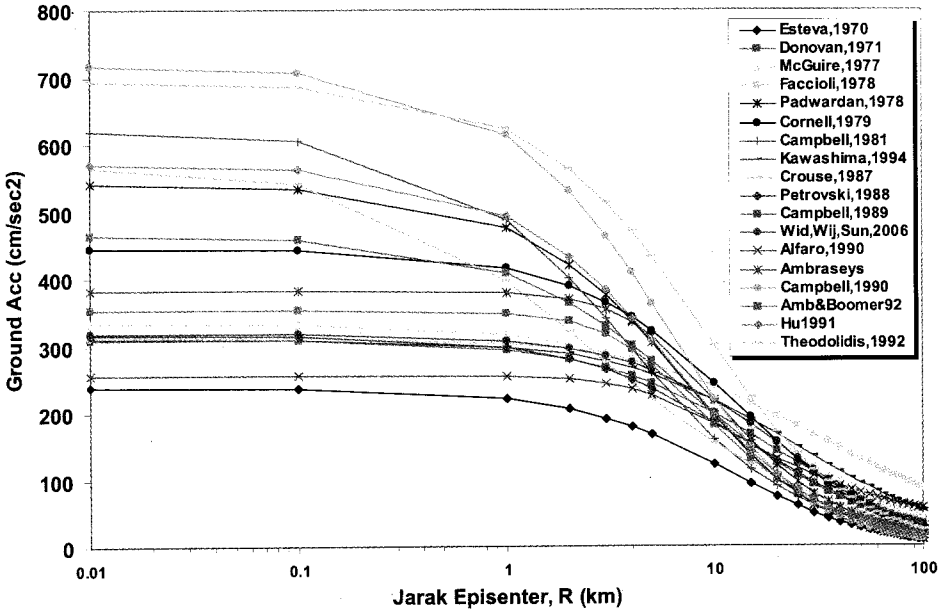
Atenuasi percepatan tanah akibat gempa telah diusulkan oleh banyak peneliti. Usulan-usulan tersebut kemudian dikumpulkan menjadi suatu laporan oleh Douglas (1991). Setelah mengalami perkembangan fase-fase perkembangan rumus atenuasi secara umum adalah :

1. Atenuasi percepatan tanah generasi ke-1 di *base rock* (PGA)
2. Atenuasi percepatan tanah generasi ke-2 , dengan *Peak Spectral Acceleration*
3. Atenuasi percepatan tanah generasi ke-3 (*Next Generation Attenuation*,NGA)

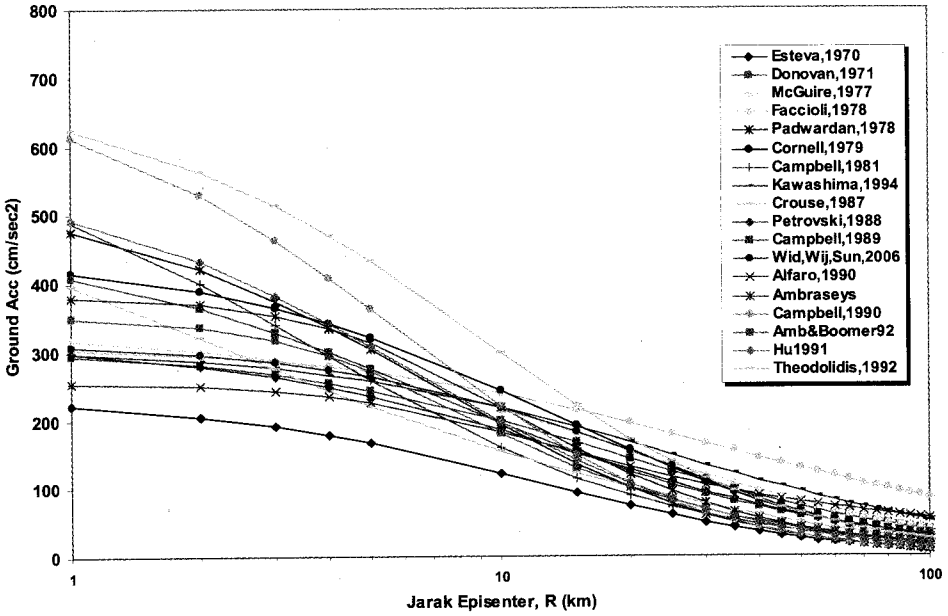
Persamaan atenuasi seperti yang disampaikan di atas adalah persamaan atenuasi *Peak Ground Acceleration* (PGA). Banyak sekali persamaan atenuasi yang diusulkan oleh para peneliti (Douglas, 1991). Diantara atenuasi tersebut adalah yang disajaikan pada Tabel 8.7. Satuan yang ada pada Tabel 8.7) ada yang dinayatakan dalam unit gravitasi (g) ada juga yang dinyatakan dalam cm/dt^2 (sms^{-2}) ataupun yang dinyatakan dalam gal (1 g = 1000 gal). Sementara itu Notasi σ yang tampak pada tabel tersebut adalah deviasi standar rumusan atenuasi.

Tabel 8.7 Beberapa rumusan atenuasi Peak Ground Acceleration, PGA (Douglas, 1991)

No	Atenuasi	Rumusan Atenuasi	sat.	σ
1.	Esteva, 1970	$Y = 1230.e^{0.8.M}(R+25)^{-2}$	sms^{-2}	1,02
2.	Donovan, 1973	$Y = 1080.\ e^{0.5.M}(R+25)^{-1.32}$	gal	0,71
3.	McGuire, 1977	$Y = 472.10^{0.278.M}.(R+25)^{-1.301}$	sms^{-2}	
4.	Faccioli, 1978	$Y = 108{,}6.10^{0{,}265.M}(R+25)^{-0.808}$	gal	0,24
5.	Patwardan dkk,1978	$Ln\ Y = Ln\ (157)+1.04.Ms-1.9.Ln(R+0.864.e^{0.463Ms})$	sms^{-2}	
6.	Cornell, 1979	$Ln\ Y = 6{,}74+0.858.M_L-1.8.Ln(R+25)$	sms^{-2}	0,57
7.	Campbell,1981	$Y = 0{,}0159.e^{0.868.M}.(R+0.0606.e^{0.7.M})^{-1.09}$	g	0,37
8	Crouse, 1987	$Ln\ Y = 2{,}4846+0.7334.M-0.0151M^2-\ 0.5056.Ln(R+1)-0.0094.R$	gal	0.58
9	Petrovski & Marcellini, 1988	$Ln\ Y = 6.48+0.544.M-1.33.Ln(R+20)$	sms^{-2}	0.67
10	Campbell, 1989	$Ln\ Y = -2.501+0.623.M_L-Ln(R+7{,}28)$	g	0,51
11	Alfaro, 1990	$Log\ Y = -1.116+0.312.Ms-log\ (R^2+7{,}9^2)^{0,5}$	g	0,21
12	Ambraseys,1990	$Log\ Y = -1{,}101+0{,}2615.Mw-Log\ r^2\ -0{,}00255.r,\quad r = (R^2+7{,}2^2)^{0,5}$		0,25
13	Campbell, 1990	$Ln\ Y = -2{,}245+1{,}09.M-1{,}89.Ln(R+0{,}361.e^{0{,}576.M})+0{,}218.F$ F = 0 untuk strike-slip dan F = 1 untuk reverse	g	0,45
14	Amb. & Boomer 90	$Log\ Y = -1{,}09 + 0{,}238\ M-Log\ r\ -0{,}0005r,\quad r = (R^2+6^2)^{0,5}$	g	0,28
15	Hou & Hu, 1991	$Log\ Y = 0{,}894+0{,}563.M-1{,}523Log(R+0{,}231.e^{0{,}626.M})$	gal	0,22
16	Idriss, 1991	$Ln\ Y = (-0{,}15+e^{(2{,}26-0{,}083)M})+(-e^{(1{,}602-0{,}142M)}).Ln(R+20)+0{,}2.F,\ M\leq 6$ F = 0, 0,5 dan 1 untuk strike –slip, oblique dan reverse-slip	g	1,39
17	Campbell, 1993	$Ln\ Y = -3{,}15+0{,}683M-Ln(R^2+(0{,}0586.e^{(0{,}683M)})^2)^{0,5}-(0{,}015 - 0{,}000995)R+0{,}27.F+(-0{,}105Ln(R))S$, rock S=1, F = 1 unt. reverse	g	0,50
18	Xiang & Gao,1994	$Y = 1291{,}07.e^{0{,}5275M}(R+15)^{-1{,}5785}$	sms^{-2}	0,52
19	Ambraseys, 1995	$Log\ Y = -1{,}09+0{,}238Ms-0{,}0005.r - Log\ r,\ r^2 = R^2+6^2,\ M < 7{,}4$	g	0,28
20	Ambraseys, 1996	$Log\ Y = -1{,}48+0{,}266M-0{,}922Log\ r + 0{,}117SA+0{,}124SS$ Untuk rock SA=0, SS = 0, soft soil SA = 0, SS = 1,81	g	0,25
21	Crouse -McGuirre,96	$Ln\ Y = -2{,}3427+1{,}0917M-1{,}7516Ln(R+0{,}413.e^{(0{,}6232M)})+ 0{,}0875.F$ F = 0 untuk strike-slip dan F=1 untuk reverse-slip	g	0,43



Gambar 8.19 Perbandingan percepatan tanah dari beberapa atenuasi



Gambar 8.20 Percepatan tanah dari beberapa atenuasi untuk R = 1 – 100 km

Gambar 8.19) adalah percepatan tanah yang dihitung dari beberapa usulan atenuasi percepatan tanah unytuk jarak R = 0,10 – 100 km. Pada jarak R < 1 km tampak nilai per-

cepatan tanah maksimum sangat bervariasi. Gambar 8.20) adalah percepatan tanah untuk rentang R = 1- 100 km. Tampak dalam gambar bahwa beberapa atenuasi ada yang sifatnya "*upper bound*" dan "*lower bound*", namun demikian sebagian besar mengumpul pada suatu nilai tertentu.

8.9 Atenuasi Gerakan Tanah Generasi Ke-2

Pada atenuasi generasi pertama, semua atenuasi hanya dikonsentrasikan pada nilai-nilai maksimum baik untuk *Peak Geound Acceleration (PGA), Peak Ground Velocity (PGV)* maupun *Peak Ground Displacement (PGD* khususnya pada *base rock* (T ≈ 0). Beberapa parameter memang sudah diperhitungkan misalnya parameter jenis tanah (keras, sedang dan lunak) dan sebagian sudah ada yang memperhitungkan pengaruh parameter *style of faulting* misalnya *normal fault* (NF), *strike slip (SS)* maupun *reverse fault (RF).*

Parameter utama seperti magnitude gempa M maupun jarak R tentu saja sudah diperhitungkan. Namun demikian magnitude gempa yang dipakai umumnya adalah local magnitudo M_L maupun *surface nagnitude* M_S. Sedangkan parameter jarak yang dipakai umumnya adalah jarak episenter, R ataupun jarak terdekat, R_c.

Pada atenuasi generasi Ke-2, atenuasi tidak saja dinyatakan dalam nilai-nilai maksimum pada *base rock*, tetapi dikembangkan nilai-nilai *ground motions* untuk T ≈ 0 sampai nilai T tertentu (biasanya sampai T ± 10 dt, walaupun umumnya banyak yang memakai sampai dengan T ± 3 dt). Atenuasi percepatan tanah yang memuat nilai *ground motions* tersebut umumnya desebut sebagai *Peak Spectral Acceleration (PSA).* Beberapa atenuasi PSA tersebut diantaranya adalah sebagai berikut ini.

8.9.1 Atenuasi Percepatan Tanah untuk Gempa Dangkal (*Shallow Crustal*)

8.9.1.a Atenuasi Abrahamson dan Silva (1997)

Abrahamson dan Silva (2007) mengembangkan atenuasi PGA menjadi atenuasi PSA yang berdasar pada data gempa dan parameter-parameter tertentu. Data gempa yang dipakai bersifat *world-wide* tetapi semuanya termasuk gempa-gempa dangkal (*shallow crustal earthquakes*). Atenuasi Abrahanson dan Silva (1997) selanjutnya disingkat menjadi atenuasi A-S (1997).

Mekanisme gempa (*style of faulting*) yang dipakai adalah *reverse fault* (RF), *strike slip* (SS), *normal fault* (NF) dan *oblique.* Magnitudo gempa yang dipakai adalah *moment magnitude* M_W. Disamping hal-hal tersebut, parameter jarak yang dipakai adalah berdasar pada Joyner & Boore *distance*, Rjb, sedangkan pengaruh parameter *hinging-wall* dan *footing-wall* juga sudah diperhitungkan.

8.9.1.a.1 Rumusan Atenuasi A-S (1997)

Setelah mengalami proses regresi secara bertahap maka rumusan atenuasi A-S (1997) dinyatakan dalam,

$$\text{Ln } Y = f_1(M, R_{rup}) + F.f_3(M) + HW.f_4(M, R_{rup}) \qquad 8.26)$$

yangmana Y adalah *peak ground acceleration* dalam (g), F adalah suatu koefisien untuk menandai *style of faulting* yang dipakai (F=1 untuk *reverse*, F = 0,5 untuk *oblique* dan F=0 untuk tipe fault yang lain), HW adalah suatu *dummy variable* (HW=1 untuk *site* di *hinging wall* dan HW =0 untuk site di *footing wall*) untuk memperhitungkan pengaruh parameter *hinging-wall* ataupun *footing-wall.*

8.9.1.a.2 Parameter Magnitudo gempa, M

Atenuasi A-S (1997) memakai nilai $c_1 = 6.4$ sebagai nilai batas untuk memperhitungkan pemgaruh parameter magnitudo gempa M. Dengan nilai batas tersebut pengaruh parameter magnitudo gempa M dinyatakan dalam $f_1(M,R_{rup})$ yaitu,

$$f_1(M,R_{rup}) = \begin{cases} a_1 + a_2(M-c_1) + a_{12}(8.5-M)^n + [a_3 + a_{13}(M-c_1)]\text{Ln}(R) & \text{for } M \le c_1 \\ a_1 + a_4(M-c_1) + a_{12}(8.5-M)^n + [a_3 + a_{13}(M-c_1)]\text{Ln}(R) & \text{for } M > c_1 \end{cases} \quad 8.27)$$

Yangmana n = 2 dan a's adalah suatu koefisien seperti yang disajikan pada Tabel 8.8) Sekanjutnya nilai R dinyatakan dalam,

$$R = \sqrt{R_{rup}^{\ 2} + c_4^{\ 2}} \quad 8.28)$$

a. Faulting factor, $f_3(M)$

Pengaruh *style of faulting* dinyatakan dalam,

$$f_3(M) = \begin{cases} a_5 & \text{for } M \le 5.8 \\ a_5 + \dfrac{(a_6 - a_5)}{c_1 - 5.8} & \text{for } 5.8 < M < c_1 \\ a_6 & \text{for } M \ge c_1 \end{cases} \quad 8.30)$$

b. *Dummy Variable*, $f_4(M,R_{rup})$

Dummy variable dipakai untuk memperhitungkan pengaruh parameter *hinging-wall* maupun *footing-wall*. Pengaruh parameter tersebut dinyatakan dalam bentuk,

$$f_4(M,R_{rup}) = f_{HW}(M).f_{HW}(R_{rup}) \quad 8.31)$$

Sebagaimana tampak pada pers.8.31) .pengaruh *hinging-wall/footing wall* secara total ternyata tidaklah kontan/langsung, tetapi masih dipengaruhi oleh magnitudo gempa M dan *rupture distance* R_{rup}. Selanjutnya, pengaruh dari keduanya dinyatakan dalam,

1) Pengaruh magnitude gempa M,

$$f_{HW}(M) = \begin{cases} 0 & \text{for } M \le 5.5 \\ M - 5.5 & \text{for } 5.5 < M < 6.5 \\ 1 & \text{for } M \ge 6.5 \end{cases} \quad 8.32)$$

2) Pengaruh *rupture distance* R_{rup}.

$$f_{HW}(R_{rup}) = \begin{cases} 0 & \text{for } R_{rup} < 4 \\ a_9\left(\dfrac{R_{rup} - 4}{4}\right) & \text{for } 4 < R_{rup} < 8 \\ a_9 & \text{for } 8 < R_{rup} < 18 \\ a_9\left(1 - \dfrac{R_{rup} - 18}{7}\right) & \text{for } 18 < R_{rup} < 24 \\ 0 & \text{for } R_{rup} \ge 24 \end{cases} \quad 8.33)$$

Selanjutnya koefisien untuk median spectral coordinate disajikan pada Tabel 8..8.

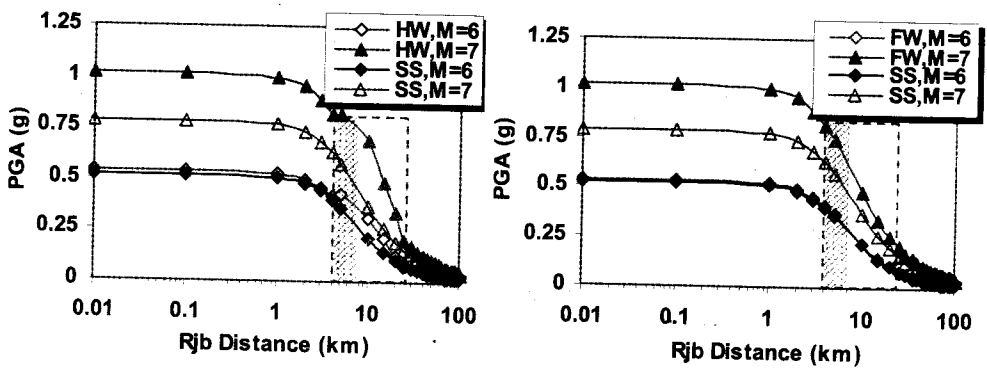
Tabel 8.8 Coefficients for Median Spectral Coordinate (A-S,2007)

T	c4	a1	a3	a4	a5	a6	a9	a10	a11	a12
0	5.6	1.64	-1.145	-0.144	0.61	0.26	0.37	-0.417	-0.23	0
0.1	5.5	2.16	-1.145	-0.144	0.61	0.26	0.37	-0.598	-0.28	0.028
0.15	5.27	2.407	-1.145	-0.144	0.61	0.26	0.37	-0.577	-0.28	0.005
0.2	5.1	2.406	-1.115	-0.144	0.61	0.26	0.37	-0.445	-0.245	-0.0138
0.24	4.97	2.293	-1.079	-0.144	0.61	0.232	0.37	-0.35	-0.223	-0.0238
0.5	4.3	1.615	-0.9515	-0.144	0.581	0.119	0.37	-0.085	-0.121	-0.0635
0.75	3.9	1.16	-0.8852	-0.144	0.528	0.057	0.331	0.32	-0.05	-0.0862
1	3.7	0.828	-0.8353	-0.144	0.49	0.013	0.281	0.423	0	-0.102
1.5	3.55	0.26	-0.7721	-0.144	0.438	-0.049	0.21	0.6	0.04	-0.12
2	3.5	-0.15	-0.725	-0.144	0.4	-0.094	0.16	0.61	0.04	-0.14
3	3.5	-0.69	-0.725	-0.144	0.4	-0.156	0.089	0.63	0.04	-0.1726

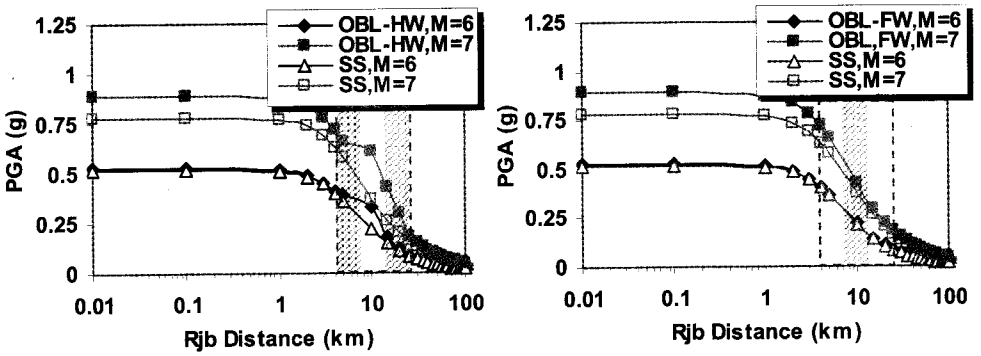
Tabel 8.9 Coefficients

a2	a13	c1	c5	n
0.512	0.17	6.4	0.03	2

Plot antara jarak lawan percepatan tanah atenuasi A-S (1977) untuk berbagai nilai magnitudo dan mekanisme gempa disajikan pada Gambar 8.21) dan Gambar 8.22). Pada Gambar 8.21) dan Gambar 8.22) tampak bahwa untuk M=6, tidak ada pegaruh *hinging-wall* terdapat PGA khususnya untuk 24 km $<R_{jb}<$ 4km, artinya pada rentang tersebut PGA di *hinging-wall* sama dengan PGA di *footing-wall*. Hal ini terjadi karena pada 24 km < Rjb < 4 km, kontanta $f_{HW}(R_{rup})$ pada pers..8.33) nilainya sama dengan nol, sehingga pada rentang tersebut pengaruh *hinging-wall* tidak ada. Pengaruh *hinging-wall* hanya terjadi pada rentang R_{jb} = 4 – 24 km sebagaimana yang tampak pada daerah yang diarsir. Pada rentang tersebut koefisien $f_{HW}(R_{rup})$ nilainya bervariasi yang akan bergantung pada variabel R_{rup}.



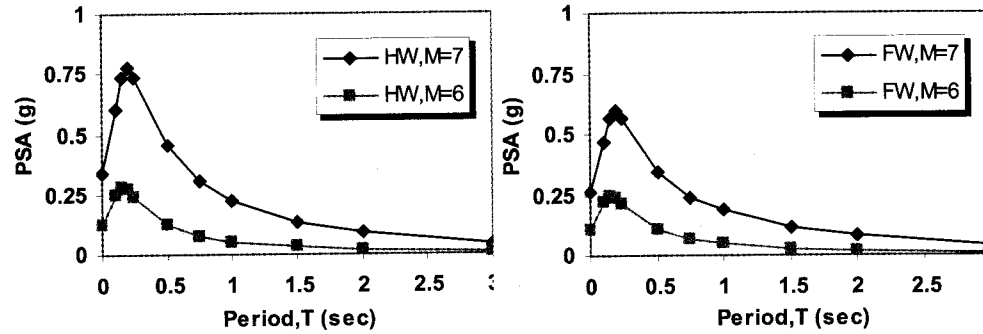
Gambar. 8.21 Pengaruh magnitude gempa M terhadap PGA



Gambar. 8.22 Pengaruh mekanisme gempa terhadap PGA

Untuk M=6, pada mekanisme gempa *strike-slip* dan 24 km < Rjb < 4 km nilai PGA hampir sama atau berselisih sedikit dengan PGA di mekanisme gempa *reverse fault* (baik di *hinging* maupun di *footing-wall).* Hal ini terjadi karena pada *reverse fault* dan rentang tersebut nilai $f_{HW}(R_{rup})$ sama dengan nol sehingga pengaruh *hinging-wall* tidak ada, sementara pada *strike-slip* juga tidak ada pengaruh *hinging-wall.* Perbedaan yang terjadi hanya terletak pada nilai F yang dkalikan dengan koefisien $f_3(M)$ yang nilainya relatif kecil, sehingga secara total pengaruh *fault type* ini relatif kecil.

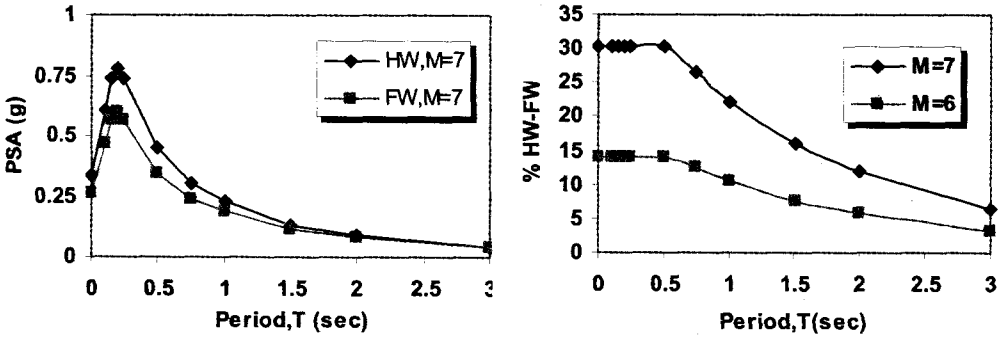
Dalam rentang 24 km < R_{jb} < 4 km dan M = 7 ternyata juga tidak ada pengaruh *hinging-wall* maupun *footing wall* terhadap PGA sebagaimana yang tampak pada Gambar 8.21). Ini berarti untuk setiap nilai R_{jb} pada rentang tersebut nilai PGA untuk *hinging-wall, footing-wall* dan *strike-slip* akan mempunyai nilai yang sama. Hal ini terjadi karena nilai $f_{HW}(R_{rup})$ akan sama dengan nol untuk 24 km < Rjb < 4 km. Pada Gambar 8.21) dan Gambar 8.22) juga tampak bahwa PGA untuk *Oblique fault* lebih kecil daripada PGA untuk *reverse fault* tetapi masih lebih besar dari PGA di *strike-slip fault.* Hal ini terjadi karena perbedaan koefisien F, yaitu F = 1 untuk *reverse-fault* dan F = 0.5 untuk *oblique-fault.*



Gambar 8.23. Pengaruh magnitudo gempa, M terhadap PSA

Peak Spectral Acceleration (PSA) sebagai fungsi dari periode T untuk *hinging-wall/footing-wall* dan efek magnitudo gempa M untuk nilai R_{rup} = 20 km disajikan pada Gambar 8.23). Pada gambar tersebut tampak bahwa parameter magnitudo gempa M mempunyai pengaruh yang sangat siknifikan terhadap PSA. Pengaruh *hinging-wall* terhadap PSA disajikan pada Gambar 8.24). Pada gambar tersebut tampak bahwa pengaruh

hinging-wall terhadap PSA relatif besar pada periode T yang relatif kecil. Pada gambar tersebut juga tampak bahwa pengaruh *hinging-wall* terhadap PSA akan semakin besar pada magnitudo gempa M yang semakin besar. Untuk M = 7, PSA pada *hinging-wall* dapat ± 30 % lebih besar daripada PSA di *footing-wall* dan untuk M = 6 perbedaan nilai PSA tersebut hanya ± 15 %.



Gambar 8.24 Pengaruh *hinging-wall* terhadap PSA dan persentase perbedaan

Perbedaan PGA antara mekanisme *reverse fault* (baik *hinging* maupun di *footing wall*) dan mekanisme *strike slip* ternyata berbeda untuk nilai magnitudo gempa yang berbeda. Perbedaan PGA untuk mekanisme RF dan SS hanya sebesar 2.7 % untuk M =6 baik RF pada *hinging* maupun pada *footing-walls*. Sementara itu perbedaan PGA untuk mekanisme RF dan SS mencapai 29.7 % untk M=7 baik RF pada *hinging* maupun *footing walls*. Dengan demikian magnitudo gempa M mempunyai pengaruh yang sangat siknifikan terhadap perbedaan PGA antara mekanisme RF dan SS.

8.9.2 Atenuasi Boore, Joyner and Fumal (1997)

Atenuasi yang dikembangkan oleh Boore et.al.(1997) ini didasarkan atas data gempa dangkal (*shallow crustal*) yang terjadi di Western USA. Parameter utama yang dipakai adalah efek *moment magnitude* gempa, M_W dan efek *Joyner-Boore distance* R_{jb}. Sedangkan parameter-parameter yang lain adalah *style of faulting* (*reverse slip*, *strike slip* dan *unspecified*) dan efek kondisi tanah yang dinyatakan dalam kecepatan gelombang geser pada 30 m lapis atas tanah V_{S30} dan kecepatan gelombang geser referensi V_A.

8.9.2.a Prinsip Rumusan Atenuasi

Atenuasi Bore et al.(1997) relatif lebih sederhana dibanding dengan atenuasi Abrahamson & Silva (1997). Pengaruh *hinging-wall/footing-wall* tidak tampak atau tidak diperhitungkan pada atenuasi Boore et al.(1997).

Atenuasi yang dimaksud adalah,

$$\text{Ln } Y = b_1 + b_2(M-6) + b_3(M-6)^2 + b_5.\text{Ln}(R) + b_v.\text{Ln}\left(\frac{V_S}{V_A}\right) \qquad 8.34)$$

Yangmana Y adalah *peak spectral acceleration* (PSA) dalam g, V_S adalah kecepatan gelombang geser pada 30 m teratas lapisan tanah dan V_A dalah kecepataan gelombang geser referensi.

Notasi R yang tampak pada pers.8.34) ditentukan menurut,

$$R = \sqrt{R_{jb}^2 + h^2} \qquad 8.35)$$

Yangmana R_{jb} adalah Joyner & Boore *distance* dan h adalah suatu koefisien dengan nilai tertentu bergantung pada periode spektrum.

8.9.2.b *Faulting Factor*, b_1 dan Koefisien Atenuasi

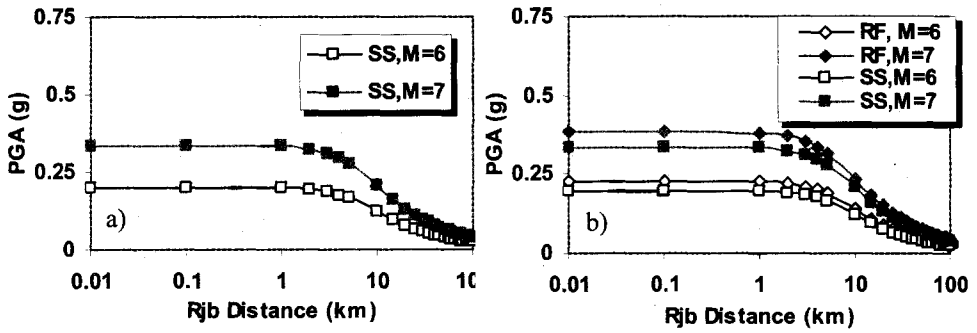
Boore et al.(1997) memberikan kategorisasi untuk *faulting factor* b_1 adalah sebagai berikut,

$$b_1 = \begin{cases} b_{1ss} & \text{for strike-slip earthquake} \\ b_{1RV} & \text{for reverse-slip earthquake} \\ b_{1ALL} & \text{for mechanism is not specified} \end{cases} \qquad 8.36)$$

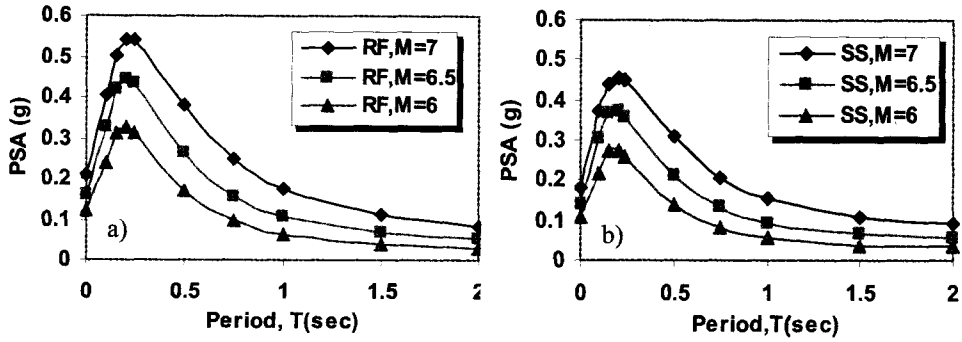
Nilai-nilai b_1, b_2... b_5, b_{1ss}, b_{1RV} dan b_{1ALL} disajikan pada Tabel 8.10. Sedangkan Gambar 8.25.a) adalah plot atenuasi untuk mekanisme gempa *strike-slip* (SS) dngan magnitudo yang berbeda. Jelas bahwa magnitudo gempa yang lebih besar akan mengakibatkan percepatan tanah yang lebih besar. Sementara itu Gambar 8.25.b) membandingkan pengaruh mekanisme gempa yaitu antara *strike-slip* (SS) dengan *reverse fault* (RF) untuk magnitudo M yang berbeda. Pada gambar tersebut tampak bahwa pengaruh mekanisme gempa terhadap percepatan tanah lebih kecil daripada pengaruh magnitudo gempa M.

Tabel 8.10. Coefficients (Boore, Joyner & Fumal, 1997)

T	b1ss	b1rv	b1all	b2	b3	b5	bv	Va	h	SE
0	-0.313	-0.177	-0.242	0.527	0	-0.778	-0.371	1396	5.27	0.51
0.1	1.006	1.087	1.059	0.753	-0.226	-0.934	-0.212	1112	6.27	0.479
0.15	1.128	1.264	1.208	0.702	-0.228	-0.937	-0.238	1820	7.23	0.492
0.2	0.999	1.17	1.089	0.711	-0.207	-0.924	-0.292	2118	7.02	0.502
0.24	0.847	1.033	0.941	0.732	-0.189	-0.912	-0.338	2178	6.62	0.511
0.5	-0.122	0.087	-0.025	0.884	-0.09	-0.846	-0.553	1782	4.13	0.556
0.75	-0.737	-0.562	-0.661	0.979	-0.046	-0.813	-0.653	1507	3.2	0.587
1	-1.133	-1.009	-1.08	1.036	-0.032	-0.798	-0.698	1406	2.9	0.613
1.5	-1.552	-1.538	-1.55	1.085	-0.044	-0.796	-0.704	1479	3.92	0.649
2	-1.699	-1.801	-1.793	1.085	-0.085	-0.812	-0.655	1795	5.85	0.672



Gambar 8.25. PGA atenuasi Joyner & Boore (1997)



Gambar 8.26 Pengaruh mekanisme gempa terhadap PSA

Menurut gambar 8.25.b) tersebut PGA akibat *reverse fault* (RF) 14.56 % lebih besar daripada PGA untuk mekanisme *strike-slip* (SS). Ternyata pengaruh *faulting factor* tersebut sama baik untuk M = 6 dan M = 7. Gambar 8.26.a) dan 8.26.b) adalah plot PSA pada *reverse fault* (RF) dan *strike-slip* (SS) untuk nilai magnitudo gempa M yang berbeda.

8.9.3 Idriss (2002)

Idriss (2001) menyajikan persamaan atenuasi yang relatif sederhana seperti yang disajikan pada pers. 8.37),

$$\text{Ln } Y = (\alpha_1 + \alpha_2.M) - (\beta_1 + \beta_2.M)\text{Ln}(R+10) + \varphi.F \qquad 8.37)$$

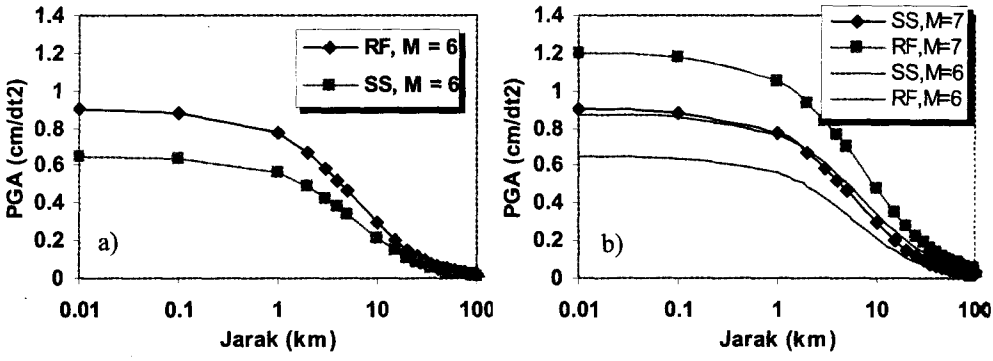
yangmana α_1, α_2, β_1, β_2 dan φ adalah suatu koefisien yang dipengaruhi oleh periode T, yang nilai-nilai selengkapnya disajikan pada Tabel 8.11) dan tabel 8.12). Nilai F = 1 untuk reverse dan oblique faults dan F = 0 untuk jenis fault yang lain.

Tabel 8.11 Nilai-nilai koefisien atenuasi (Idriss, 2002)

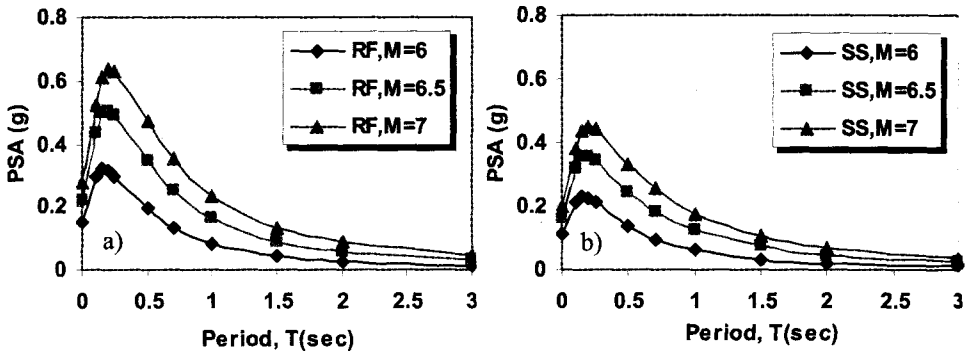
	M < 6.0					M=6 to M =6.5				
T	α1	α2	β1	β2	φ	α1	α2	β1	β2	φ
0	2.503	0.1337	2.8008	-0.197	0.32	4.339	-0.1754	3.2564	-0.2739	0.32
0.1	3.0467	0.1083	2.7767	-0.206	0.32	3.777	-0.0181	2.9578	-0.2376	0.32
0.15	2.4301	0.2166	2.7741	-0.2074	0.335	3.433	0.0464	2.9712	-0.2412	0.335
0.2	1.8129	0.3051	2.7693	-0.2096	0.345	3.012	0.1046	2.966	-0.2426	0.345
0.25	1.249	0.3782	2.7626	-0.2116	0.353	2.579	0.1572	2.9509	-0.2428	0.353
0.5	-0.8415	0.6091	2.7197	-0.2176	0.36	0.66	0.3591	2.8419	-0.2379	0.36
0.7	-1.9821	0.7127	2.6878	-0.2211	0.322	-0.541	0.4729	2.7624	-0.2334	0.322
1	-3.2511	0.8139	2.6522	-0.2259	0.282	-1.934	0.5966	2.6712	-0.2284	0.282
1.5	-4.7813	0.9288	2.6206	-0.2326	0.236	-3.536	0.7255	2.5803	-0.2246	0.236
2	-5.9481	1.0249	2.6097	-0.2368	0.204	-4.554	0.7945	2.5443	-0.2252	0.204
3	-7.7976	1.2121	2.6086	-0.2385	0.158	-5.513	0.8254	2.579	-0.2354	0.158

Tabel 8.12 Nilai-nilai koefisien atenuasi (Idriss, 2002)

M > 6.5					
T	α1	α2	β1	β2	φ
0	6.5668	-0.5164	3.2606	-0.274	0.32
0.1	6.6594	-0.458	3.0044	-0.2437	0.32
0.15	6.4448	-0.4137	3.0012	-0.2448	0.335
0.2	6.0872	-0.3668	2.9786	-0.244	0.345
0.25	5.7213	-0.3253	2.9529	-0.2428	0.353
0.5	4.2369	-0.1922	2.8367	-0.2374	0.36
0.7	3.375	-0.1314	2.758	-0.2333	0.322
1	2.3648	-0.0683	2.6603	-0.2278	0.282
1.5	1.1109	0.0068	2.5501	-0.2211	0.236
2	0.1818	0.0649	2.4928	-0.2176	0.204
3	-1.1016	0.1532	2.4711	-0.2168	0.158
3	-1.1016	0.1532	2.4711	-0.2168	0.158



Gambar 8.27 Pengaruh magnitudo dan mekanisme gempa thd PGA



Gambar 8.28 Pengaruh magnitudo dan mekanisme gempa thd PSA

Gambar 8.27.a) adalah pengaruh mekanisme gempa terhadap PGA yangmana pada jarak 10 km PGA untuk *reverse-fault* (RF) 27,4 % lebih tinggi dari *strike-slip* (SS)

Sementara itu pada hal yang senada di atenuasi Boore at al.(1997) PGA untuk *reverse fault* (RF) hanya 12,7 % lebih besar daripada PGA *strike-slip* (SS). Gambar 8.27.b) adalah plot pengaruh magnitudo gempa M terhadap PGA masing-masing untuk *reverse-fault* (RF) dan *strike-slip* (SS). Pada jarak 10 km, ternyata M = 7 mengakibatkan PGA 37,8% lebih besar daripada M = 6 baik untuk *reverse-fault* (RF) maupun *strike-slip* (SS). Sementara itu Gambar 8.28.a) dan 8.28.b), menyajikan pengaruh magnitudo gempa M terhadap PSA baik untuk *reverse-fault* (RF) maupun *strike-slip* (SS). Antara Gambar 8.25) dan Gambar 8.27) atau Gambar 8.26) dan Gambar 8.28) menunjukkan bahwa 2-atenuasi tersebut mengakibatkan PGA dan PSA yang relatih jaug berbeda.

8.10 Atenuasi Percepatan Tanah untuk Gempa Subduksi

8.10.1 Atenuasi Young et al.(1997)

Atenuasi percepatan tanah akibat gempa dari data gempa subduksi salah satunya telah diusulkan oleh Young dkk (1997). Atenuasi yang dimaksud disajikan dalam pers.8.38),

$$\text{Ln } Y = 0.2418 + 1.414.M + C_1 + C_2(10 - M)^2 + C_3.\text{Ln}(R_{rup} + C_M) + 0.00607.H + 0.3846.Z_r \quad 8.38)$$

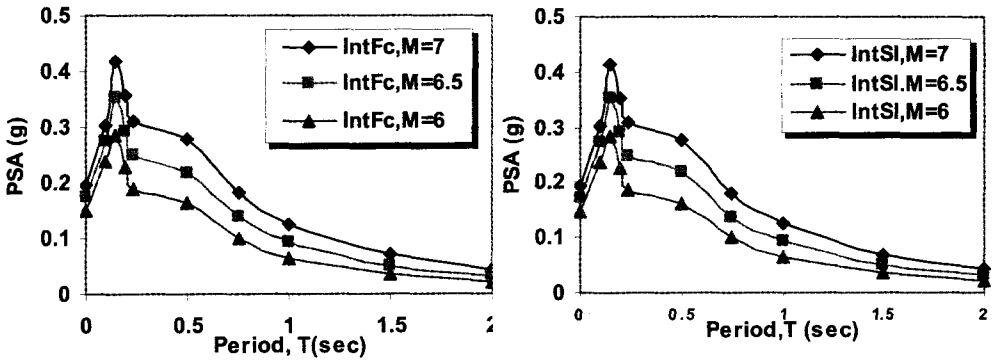
$$C_M = 1.7818.\exp(0.554.M) \quad 8.39)$$

Pers. 8.38) terdapat didalamnya beberapa koefisien C's, yang nilai-nilainya dipengaruhi oleh periode T. Nilai-nilai koefisien tersebut adalah seperti yang disajikan pada Tabel 8.13 dan hasil PSA disajikan pada Gambar 8.29).

Tabel 8.13 Koefisien C's

M > 6.5		R = 20			
T	a1	a2	b1	b2	j
T	C_1	C_2	C_3	C_4	C_5
0	0	0	-2,552	1,45	-0,10
0.075	1,275	0	-2,707	1,45	-0,10
0.10	1,188	-0,0011	-2,655	1,45	-0,10
0.20	0,7220	-0,0027	-2,528	1,45	-0,10
0.30	0,2460	-0,0036	-2,454	1,45	-0,10
0.40	-0,1150	-0,0043	-2,401	1,45	-0,10
0.50	-0,4000	-0,0048	-2,360	1,45	-0,10
0.75	-1,1490	-0,0057	-2,286	1,45	-0,10
1.0	-1,7360	-0,0064	-2,234	1,45	-0,10
1,5	-2,6400	-0,0073	-2,160	1,50	-0,10
2	-3,3280	-0,0080	-2,107	1,55	-0,10
3	-4,5110	-0,0089	-2,033	1,60	-0,10

Gambar 8.29) adalah PSA atanuasi Young et al.(1997) untuk mekanisme gempa subdaksi. Tampak bahwa PSA tersebut mempunyai bangun yang sedikit berbeda dengan atenuasi-atenuasi sebelumnya yaitu atenuasi untuk *shallow-crustal earthquakes.*



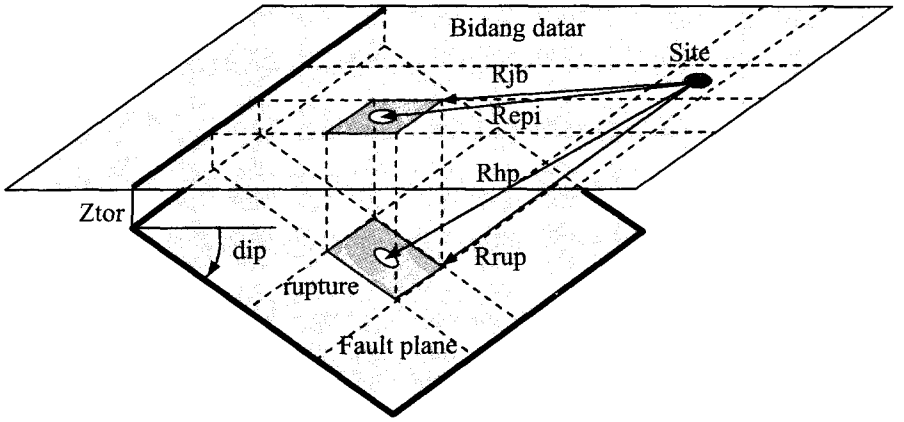
Gambar 8.29. Peak Spectral Acceleration (PSA) atenuasi Young et al.(1997)

8.11. *Next Generation Attenuation* (NGA)

Menurut Power dkk (2007) *the Next Generation Attenuation (NGA)* adalah suatu atenuasi hasil dari *multidisiplinary research projects* yang dikoordinasi oleh *Pasific Earthquake Enginnering Reserach Center (PEER)* dan bekerja sama dengan US Geological Survey (USGS) dan *Southern California Earthquake Center.* Dikatakan bahwa tujuan proyek penelitian tersebut adalah untuk membuat atenuasi percepatan tanah baru yang lebih komprehensif dari atenuasi sebelumnya. Dalam *project* tersebut terdapat 5-Team (*developers*) yang bekerja secara independen tetapi selalu berinteraksi dalam proses penyusunan. Hasil akhir adalah 5-set *ground motion models* untuk gempa-gempa dangkal (*shallow crustal earthquake*) khususnya yang terjadi di California dan sebagaian daerah-daerah lain.

The *developers* yang disampaikan sebelumnya (atenuasi sebelumnya yang dikembangkan ditulis dalam kurung) adalah :

1. Normal Abrahamson dan Walter Silva (Abrahamson & Silva, 1997),
2. David Boore dan Gail Atkinson (Boore dan Atkitson, 1997)
3. Kenneth Campbell dan Yousef Bozorgnia (Campbell dan Bozorgnia, 1997)
4. I.M. Idriss (1991)
5. Brian Chiou dan Robert Young (Sadigh et al., 1993)



Gambar 8.30. Notasi umum tentang *distance* (Makrup, 2010)

Selanjutnya juga dikatakan bahwa dikatakan sebagai atenuasi NGA karena telah memperhitungkan parameter-parameter :

1. Gempa-gempa sedang-besar pada jarak dekat,
2. Jarak gempa baik jarak dekat maupun jauh,
3. *Rupture directivity*
4. *Hingingwall, footingwall* dan *dip angle*
5. *Style of faulting* (*strike-slip, reverse slip, normal*),
6. *Depth to faulting* (*surface rupture, buried rupture*),
7. *Static stress drop/rupture area*,
8. *Site amplification relative to rock condition*,
9. *3-D amplification basin & depth*.

Deskripsi selengkapnya tentang NGA dapat diperoleh di Power et al. (2007) ataupun *Researh Report* yang diterbitkan oleh PEERC. Sedangkan notasi-notasi yang sering dipakai adalah seperti yang disajikan pada Gambar 8.30 (Makrup, 2010)

8.11.1 Abrahamson dan Silva atau Atenuasi A-S (2007)

Banyak hal yang disampaikan berkenaan dengan atenuasi A-S (2007) sebagaimana disampaikan oleh Abrahamson dan Silva (2007). Hal yang disampaikan mencakup data gempa , distribusi magnitudo gempa hubungannya dengan *rupture distance*, parameter-parameter yang dipakai, aspek-aspek yang tercakup dalam proses regresi dan nilai-nilai konstanta tiap parameter.

8.11.1.a Rumusan Atenuasi A-S (2007)

Setelah melalui proses regresi yang komprehensif maka Abrahamson dan Silva (2007) sebagai salah satu dari Tim Developer mengajukan rumusan atenuasi sebagai berikut.

$$\begin{aligned}\text{Ln SA(g)} = {} & f_1(M, R_{rup}) + a_{12}F_{RV} + a_{13}F_{NM} + a_{15}F_{AS} + f_5(P\hat{G}A_{1100}, V_{S30} + f_6(Z_{TOR}) \\ & + F_{HW}.f_4(R_{jb}, R_{rup}, Rx, W, \delta, Z_{TOR}, M) + f_8(R_{rup,}M) + f_{10}(Z_{1.0}, V_{S30})\end{aligned} \quad 8.40)$$

dan,

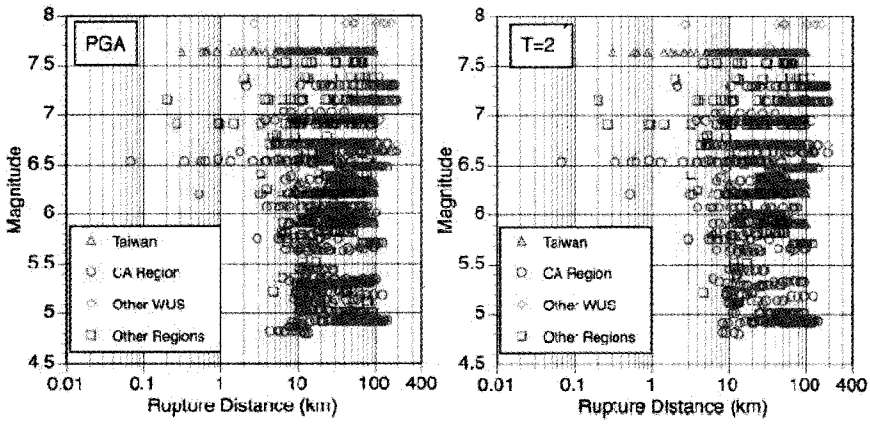
$$R = \sqrt{{R_{rup}}^2 + {c_4}^2} \quad 8.41)$$

yangmana deviasi standard $\sigma = 0.576$, SA adalah median *ground acceleration* dalam g, M adalah Magnitudo gempa, $a_{'s}$ adalah nilai-nilai koefisien yang dapat pada Tabel.8.15) , R_{rup} adalah *rupture distance* (km), R_{jb} adalah Joyner & Boore distance, R_x adalah jarak horisontal puncak *rupture* ke site, Z_{TOR} adalah kedalaman puncak *rupture*, δ adalah *dip angle*, V_{S30} adalah kecepatan gelombang geser pada 30 m lapis teratas tanah, W adalah *down dip rupture*, $Z_{1,0}$ adalah kedalaman (m) pada Vs = 1 km/sec dan PGA_{1100} adalah *median peak acceleration* (dalam g) pada Vs = 1100 m/sec.

Tampak paga Gambar 8.31) bahwa magnitudo gempa kebanyakan adalah antara M = 5.5 – 7.5 yang tersebar pada *rupture distance* 5 – 100 km. Juga tampak bahwa sebagian besar data berasal dari gempa California, USA yang merupakan *seismic active region*. Walaupun tidak banyak, gempa-gempa yang terjadi di Taiwan mempunyai magnitudo yang lebih besar, sebagaimana tampak jelas pada gambar. Selanjutnya nilai-nilai standar yang berfungsi sebagai *flag value* adalah seperti yang disajikan pada Tabel 8.14)

Tabel 8.14 Nilai-nilai standar

No	Nilai	Reverse/oblique fault	Normal fault
1	FRV	1	0
2	FNM	0	1
F_{AS} = 1 untuk aftershock, F_{AS} = 0 untuk mainshock F_{HW} = 1 untuk higing wall, F_{HW} = 0 untuk footing wall			



Gambar 8.31. Distribusi data gempa (Abrahamson dan Silva, 2007)

8.11.1.b *Magnitude, M dependence*

Pengaruh pertama yang harus diperhitungkan pada atenuasi A-S adalah pengaruh magnitudo gempa M dan jarak R. Atenuasi A-S membedakan pengaruh kedua-2nya berdasarkan nilai M relatif terhadap nilai c_1. Nilai $f_1(M, R_{rup})$ selengkapnya adalah,

$$f_1(M,R_{rup}) = \begin{cases} a_1 + a_4(M-c_1) + a_8(8.5-M)^2 + [a_2 + a_3(M-c_1)]\text{Ln}(R) & \text{for } M \le c_1 \\ a_1 + a_5(M-c_1) + a_8(8.5-M)^2 + [a_2 + a_3(M-c_1)]\text{Ln}(R) & \text{for } M > c_1 \end{cases} \quad 8.42)$$

yangmana c_1 adalah suatu nilai *period independent constant* yang dapat dilihat di Tabel 8.16)

8.11.1.c *Site Response Dependence*

Abrahamson dan Silva (2007) mengatakan bahwa pengaruh sifat nonlinier tanah sudah diperhitungkan pada model A-S (1997) namun masih bersifat umum. Pada model A-S (2007) model tersebut disempurnakan dengan dipakainya parameter V_{S30} dan V_{LIN}. *Site response* selengkapnya adalah sebagai berikut ,

$$f_5(P\hat{G}A_{1100}, V_{S30}) = \begin{cases} a_{10}Ln\left(\frac{V_{S30}}{V_{LIN}}\right) - b.Ln\left(P\hat{G}A_{1100} + c\right) \\ + b\,Ln\left(P\hat{G}A_{1100} + c\left(\frac{V_{S30}}{V_{LIN}}\right)^n\right) & \text{for } V_{S30} < V_{LIN} \\ (a_{10} + b.N)Ln\left(\frac{V_{S30}}{V_{LIN}}\right) & \text{for } V_{S30} \geq V_{LIN} \end{cases} \quad 8.43)$$

$$V_{S30} = \begin{cases} V_{S30} & \text{for } V_{S30} < V_1 \\ V_1 & \text{for } V_{S30} \geq V_1 \end{cases} \quad 8.44)$$

$$V_1 = \begin{cases} 1500 \text{ m/sec} & \text{for } T \leq 0.5 \text{ sec} \\ \exp[8 - 0.795.Ln(T/0.21)] & \text{for } 0.5\,\text{sec} < T \leq 1 \text{ sec} \\ \exp[6.76 - 0.297.Ln(T)] & \text{for } 1\,\text{sec} < T \leq 2 \text{ sec} \\ 700 \text{ m/sec} & \text{for } T \geq 2 \text{ sec} \\ 862 \text{ m/sec} & \text{for PGV} \end{cases} \quad 8.45)$$

8.11.1.d *Hinging Wall Dependence*

Senada dengan hal sebelumnya, pada model A-S (2007) juga telah disempurnakan dari model sebelumnya yaitu model A-S(1997). Pada atenuasi NGA ini, beberapa parameter baru telah diperkenalkan yaitu mulai $T_1 - T_5$.

$$f_4(R_{jh}, R_{rup}, \delta, Z_{TOR}, M, W) = a_{14}T_1(R_{jh}).T_2(R_x, W, \delta).T_3(R_x, Z_{TOR}).T_4(M).T_5(\delta) \quad 8.46)$$

$$T_1(R_{jh}) = \begin{cases} 1 - \frac{R_{jb}}{30} & \text{for } R_{jb} < 30 \text{ km} \\ 0 & \text{for } R_{jb} \geq 30 \text{ km} \end{cases} \quad 8.47)$$

$$T_2(R_x, W, \delta) = \begin{cases} 0{,}5 + \frac{R_x}{2W\cos(\delta W} & \text{for } Rx \leq W\cos(\delta o \\ 0 & \text{for } R_x > W\cos(\delta o \end{cases} \quad 8.48)$$

$$T_3(R_x, Z_{TOR}) = \begin{cases} 1 & \text{for } Rx > Z_{TOR} \\ \frac{R_x}{Z_{TOR}} & \text{for } R_x < Z_{TOR} \end{cases} \quad 8.49)$$

$$T_4(M) = \begin{cases} 0 & \text{for } M \leq 6 \\ M - 6 & \text{for } 6 < M < 7 \\ 1 & \text{for } M \geq 7 \end{cases} \quad 8.50)$$

$$T_5(\delta) = \begin{cases} 1 - \dfrac{\delta - 70}{20} & \text{for } \delta \geq 70 \\ 1 & \text{for } \delta < 70 \end{cases} \qquad 8.51)$$

8.11.1.e ***Depth of Top Rupture Dependence***

Sudah relatif lama para peneliti mengidentifikasi adanya pengaruh *surface fault* dan *buried fault* terhadap gerakan tanah (*ground motions).* Ternyata tidak semua gempa akan mengakibatkan patahan/*rupture* sampai menembus permukaan tanah. Gempa Northridge (1994) misalnya adalah gempa yang tidak mengakibatkan adanya *surface rupture* tetapi patahan tertahan didalam tanah (*buried rupture*). Abrahamson dan Silva (2007) mengatakan bahwa hanya gempa-gempa yang cukup besar saja yang dapat mengakibatkan *surface rupture*. Kedalaman ujung atas *rupture* tersebut umumnya didefinisikan sebagai Z_{TOR}.

Pengaruh kedalaman Z_{TOR} pada atenuasi NGA A-S(2007) disajikan dalam bentuk,

$$f_6(Z_{TOR}) = \begin{cases} \dfrac{a_{16}.Z_{TOR}}{10} & \text{for } Z_{TOR} < 10 \text{ km} \\ a_{16} & \text{for } Z_{TOR} > 10 \text{ km} \end{cases} \qquad 8.52)$$

8.11.1.f ***Large Distance Dependence***

Dalam hal ini Abrahamson dan Silva (2007) mengatakan bahwa pada atenuasi lama atau atenuasi A-S (1997), pengaruh gempa jarak jauh apalagi gempa-gempa kecil (M = 4-5) sampai gempa menegah belum diperhitungkan. Pada atenuasi NGA atau atenuasi A-S (2007) hal-hal tersebut sudah diperhitungkan dengan parameter-parameter sebagai berikut.

$$f_8(R_{rup}, M) = \begin{cases} 0 & \text{for } R_{rup} < 100 \text{ km} \\ a_{18}(R_{rup} - 100).T_6(M) & \text{for } R_{rup} \geq 100 \text{ km} \end{cases} \qquad 8.53)$$

$$T_6(M) = \begin{cases} 1 & \textit{for } M < 5.5 \\ 0.5(6.5 - M) + 0.5 & \textit{for } 5.5 \leq M \leq 6.5 \\ 0.5 & \textit{for } M > 6.5 \end{cases} \qquad 8.54)$$

8.11.1.g ***Soil Depth Dependence***

Senada dengan hal-hal sebelumnya, pada atenuasi lama yaitu A-S (1997) pengaruh kedalaman tanah endapan belum diperhatikan, walaupun yang dibahas adalah *peak ground acceleration* di *base rock*. Namun demikian banyak sekali data gempa yang direkam tidak diatas *base rock*. Adanya tanah endapan akan berpengaruh terhadap membesarnya nilai *fundamental period* T dari rekaman gempa (*low frequency of earthquake ground motions*). Untul itu maka atenuasi NGA A-S (2007) sudah memperhitungkan kemungkinan adanya tanah endapan. Adanya parameter tersebut dinyatakan dalam suatu notasi $Z_{1,0}$ yaitu kedalaman pada mana nilai V_S = 1 km/sec. Pengaruh kedalaman tanah endapan tersebut dinyatakan dalam,

$$f_{10}(Z_{1.0}, V_{S30}) = a_{21}.\text{Ln}\left(\frac{Z_{1.0} + c_2}{\overline{Z}_{1.0}(V_{S30}) + c_2}\right) + \begin{cases} a_{22}.\text{Ln}\left(\dfrac{Z_{1.0}}{200}\right) & \text{for } Z_{1.0} \geq 200 \\ 0 & \text{for } Z_{1.0} < 200 \end{cases} \qquad 8.55)$$

$$\ln\left(\bar{Z}_{1.0}(V_{S30})\right) = \begin{cases} 6.745 & \text{for } V_{S30} < 180 \text{ m/sec} \\ 6.745 - 1.35.\ln\left(\dfrac{V_{S30}}{180}\right) & \text{for } 180 \le V_{S30} \le 500 \text{ m/sec} \\ 5.394 - 4.48.\ln\left(\dfrac{V_{S30}}{500}\right) & \text{for } V_{S30} > 500 \text{ m/sec} \end{cases} \quad 8.56)$$

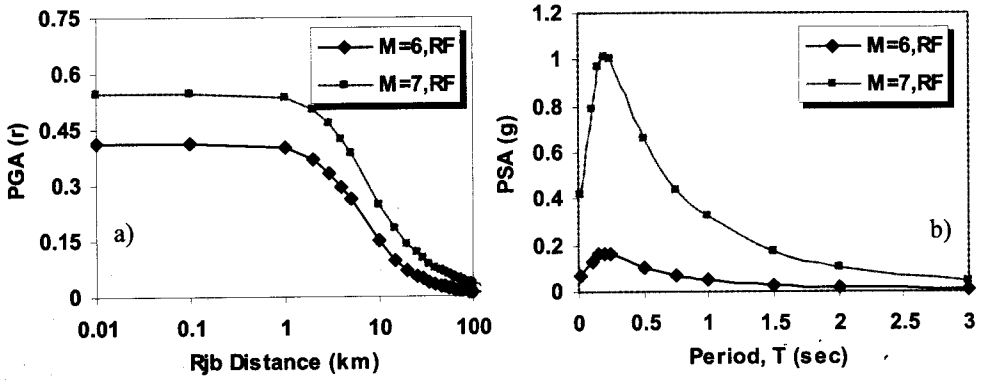
Sebagaimana sebelumnya c_2 adalah salah satu nilai dari *period independent constant* sebagaimana disajikan pada Tabel 8.16)

$$a_{21} = \begin{cases} 0 & \text{for } V_{S30} \ge 1000 \text{ m/sec} \\ \dfrac{-(a_{10}+b_n).\ln\left(\dfrac{V^*_{S30}}{\min(V_1,1000)}\right)}{\ln\left(\dfrac{Z_{1.0}+c_2}{\bar{Z}_{1.0}+c_2}\right)} & \text{for } (a_{10}+b_n).\ln\left(\dfrac{V^*_{S30}}{\min(V_1,1000)}\right) + e_2.\ln\left(\dfrac{Z_{1.0}+c_2}{\bar{Z}_{1.0}+c_2}\right) < 0 \\ e_2 & \text{otherwise} \end{cases} \quad 8.57)$$

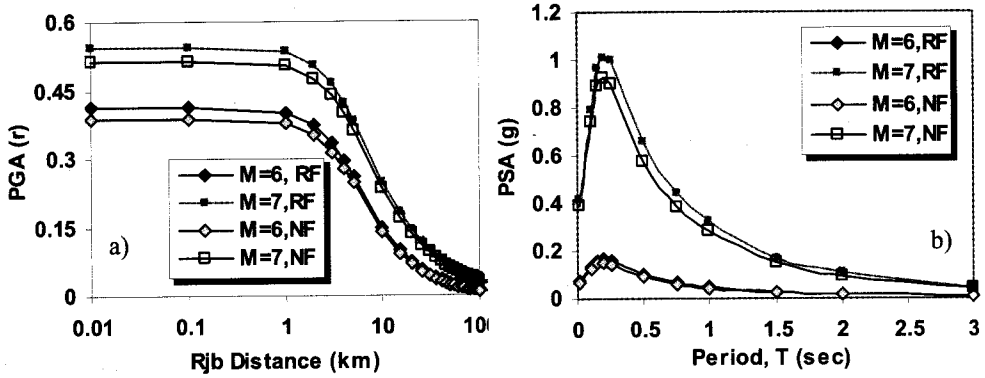
$$e_2 = \begin{cases} 0 & \text{for } T < 0.35 \text{ sec} \\ -0.25.\ln\left(\dfrac{V_{S30}}{1000}\right).\ln\left(\dfrac{T}{0.35}\right) & \text{for } 0.35 \le T \le 2 \text{ sec} \\ -0.25.\ln\left(\dfrac{V_{S30}}{1000}\right).\ln\left(\dfrac{2}{0.35}\right) & \text{for } T > 2 \text{ sec} \end{cases} \quad 8.58)$$

$$e_{22} = \begin{cases} 0 & \text{for } T < 2 \text{ sec} \\ 0.0625(T-2) & \text{for } T \ge 2 \text{ sec} \end{cases} \quad 8.59)$$

Contoh plot antara Rjb lawan PGA dan periode T lawan *Peak Spectral Acceleration* (PSA) adalan seperti yang tampak pada Gambar 8.32)



Gambar 8.32. PGA dan PSA menurut atenuasi Abrahamson dan Silva (2007)



Gambar 8.33. Pengaruh RF dan NF terhadap PGA dan PSA

Gambar 8.32.a) adalah atenuasi PGA menurut Abrahamson dan Silva (2007) yang merupakan keluarga *Next Generation Attenuation* (NGA). Pada jarak 10 km di mekamisme *reverse fault*, PGA akibat magnitudo gempa M = 7 lebih besar 67 % daripada PGA pada magnitudo M = 6. Begitu kuatnya pengaruh magnitudo gempa M terhadap PSA dapat dilihat secara jeas pada Gambar 8.32.b). Pengaruh magnitudo gempa M terhadap PGA dan PSA ini jauh lebih besar adaripada PGA dan PSA pada atenuasi Boore dam Atkinson (2007) sebagaimana disajikan pada Gambar 8.33).

Sementara itu pengaruh mekanisme gempa yaitu antara *reverse fault* (RF) dan *normal fault* (NF) disajikan pada Gambar 8.33). Tampak pada gambar bahwa pengaruh mekanisme gempa terhadap PGA dan PSA tampak tidak begitu siknifikan. Pada jarak 10 km PGA dan PSA *reverse fault* (RF) hanya 6,2 % lebih tinggi daripada PGA dan PSA *normal fault* (NF).

Tabel 8.15 Koefisien Median Ground Motion

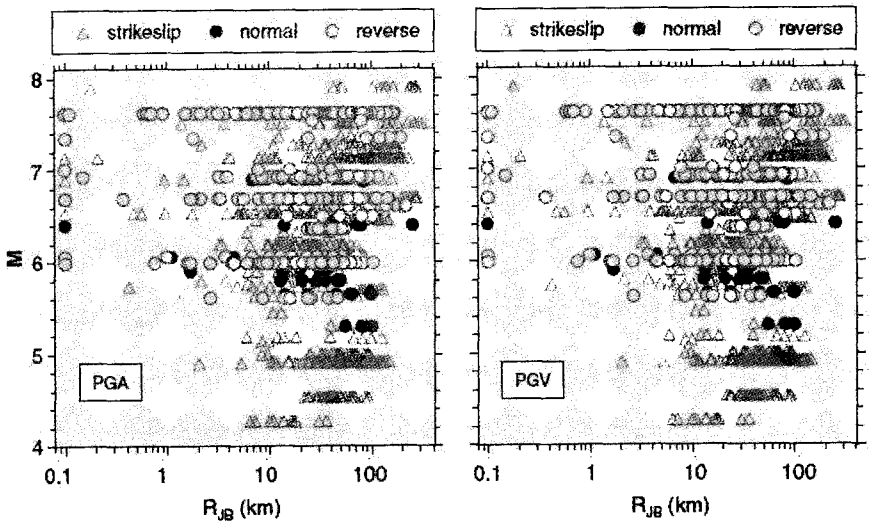
T(sec)	Vlin	b	a_1	a_2	a_8	a_{10}	a_{12}	a_{13}	a_{14}	a_{15}	a_{16}	a_{18}
PGA	865.1	-1.186	0.804	-0.9679	-0.0372	0.9445	0	-0.06	1.08	-0.35	0.9	-0.0067
0.1	1032.5	-1.624	1.563	-1.0833	-0.0166	1.4613	0	-0.06	1.2	-0.35	0.9	-0.0093
0.15	877.6	-1.931	1.716	-1.0357	-0.0254	1.8071	0.0181	-0.06	1.1683	-0.35	0.9	-0.0093
0.2	748.2	-2.188	1.687	-0.97	-0.0396	2.0773	0.0309	-0.06	1.1274	-0.35	0.9	-0.0083
0.25	654.3	-2.381	1.646	-0.9202	-0.0539	2.2794	0.0409	-0.06	1.0956	-0.35	0.9	-0.0069
0.5	456.6	-2.669	1.397	-0.8475	-0.0924	2.5395	0.0719	-0.06	0.9971	-0.3191	0.7458	-0.0025
0.75	410.5	-2.401	1.137	-0.8206	-0.1137	2.1493	0.08	-0.06	0.9395	-0.2629	0.5704	0
1	400	-1.955	0.955	-0.8088	-0.1289	1.5709	0.08	-0.06	0.8985	-0.223	0.446	0
1.5	400	-1.025	0.51	-0.7995	-0.1534	0.3391	0.08	-0.06	0.8409	-0.1668	0.2707	0
2	400	-0.299	0.192	-0.796	-0.1708	-0.6072	0.08	-0.06	0.8	-0.127	0.1463	0
3	400	0	-0.28	-0.796	-0.1954	-0.96	0.08	-0.06	0.4793	-0.0708	-0.0291	0

Tabel 8.16 Nilai-nilai period independent constant

c1	c4	a3	a4	a5	n	c	c2
6.75	4.5	0.265	-0.231	-0.398	1.18	1.88	50

8.11.2 Boore dan Atkinson (2007) atau Atenuasi B-A (2007)

Atenuasi Boore-Atkinson (2007) atatu atenuasi NGA B-A(2007) dikerjakan simultan dengan atenuasi A-S(2007). Atenuasi ini disusun berdasarkan ribuan data gempa dangkal (*shallow crustal*) di daerah tektonik aktif (*active region*). Daerah-daerah yang dimaksud mulai dari daerah California, Iran, Italia, Jepang, Turki, Yunani, Taiwan dan Mexico. Gempa-gempa yang dijadikan data mempunyai jarak antara 0 - 400 km, tetapi gempa paling banyak mempunyai jarak berkisar antara 10 – 100 km. dan meliputi Magnitudo gempa M = 5 – 8.



Gambar 8.34. Distribusi Data Gempa (Boore & Atkinson, 2007)

Pada atenuasi NGA B-A (2007) ini terdapat 3-variabel/fungsi utama yaitu variabel magnitudo gempa (M), variabel jarak (R_{jb}) dan variabel kondisi tanah setempat (*soil site effects*).

8.11.2.a Persamaan Umum Atenuasi

Boore dan Atkinson (2007) mengatakan bahwa atenuasi NGA yang disusun merupakan pengembangan dari atenuasi sebelumnya yaitu Boore et al.(1993, 1994, 1997). Disamping itu juga disampaikan bahwa persamaan atenuasi yang disusun berdasarkan formulasi yang sederhana sebelumnya, kemudian dikembangkan dengan fungsi-fungsi yang lebih kompleks. Fungsi yang lebih kompleks terlihat dari adanya pengaruh sifat inelastic tanah/batuan terutama lokasi-lokasi yang relatif dekat dengan episenter.

Sebagaimana sifat umum atenuasi, hubungan antara gerakan tanah (*ground motions*) dan variable-variabel yang terkait dinyatakan dalam fungsi logaritmik. Hubungan tersebut secara umum dinyatakan dalam persamaan,

$$Ln\ Y = F_M(M) + F_D(R_{jb}, M) + F_S(V_{S30}, R_{jb}, M) \qquad 8.60)$$

yangmana deviasi standard $\sigma = 0.564$, Y adalah *peak ground acceleration* (PGA) dalam g, F_M, F_D dan F_S berturut-turut adalah atenuasi fungsi magnitudo gempa (M), fungsi jarak (D) dan fungsi *site* (S). Masing-masing fungsi tersebut akan dibahas kemudian.

8.11.2.b *Magnitude Function*

Selain magnitude gempa M, Boore dan Atkinson atau B-A (2007) menggunakan *dummy variable* untuk merepresentasikan pengaruhnya pada NGA *attenuation* yang disusunnya. *Dummy variables* yang dimaksud adalah berkenaan dengan mekanisme gempa yang ada apakah jenis *strike-slip* (SS), *normal* (NS), *reverse* (RS) ataupun *unspecified* (U).

$$F_M(M)=\begin{cases} e_1U+e_2SS+e_3NS+e_4RS+e_5(M-M_h)+e_6(M-M_h)^2 & \text{for } M \le M_h \\ e_1U+e_2SS+e_3NS+e_4RS+e_7(M-M_h) & \text{for } M > M_h \end{cases} \quad 8.61)$$

yangmana nilai-nilai e_{1-7} adalah nilai *magnitude-scaling coefficients* seperti yang disajikan pada Tabel 8.19). Selanjutnya M_h adalah suatu nilai batas magnitudo gempa yang sudah ditentukan sesuai yang tampak pada Tabel 8.19).

8.11.2.c *Distance Function*

Boore dan Atkinson (2007) memakai parameter R sebagai fungsi jarak, yangmana nilainya akan dipengaruhi oleh R_{jb} dan h. Fungsi jarak yang dimaksud dinyatakan dalam,

$$F_D(R_{jb},M)=\left[c_1+c_2(M-M_{ref})\right]Ln\left(\frac{R}{R_{ref}}\right)+c_3(R-R_{ref}) \quad 8.62)$$

$$R=\sqrt{R_{jb}^{\,2}+h^2} \quad 8.63)$$

Nilai-nilai M_{ref}, V_{ref} adalah nilai-nilai referensi yang sudah ditentukan nilanya, yang dalam hal ini $M_{ref}=4.5$ dan $V_{ref}=760$ m/sec.

8.11.2.d *Site amplification Function*

Fungsi amplifikasi tanah setempat oleh atenuasi B-A (2007) ditunjukkan oleh adanya komponen respons linier F_{LIN} dan komponen respons non-linier/inelastic, F_{NL}. Respons non linier-inelastik tanah setempat akan terjadi pada tempat-tempat yang relatif dekat dengan episenter. Boore dan Atkinson (2007) menyebutkan bahwa dekat yang dimaksud adalah lokasi yang jaraknya < 80 km dari episenter.

Fungsi amplifikasi tanah setempat tersebut secara matematis disajikan dalam bentuk,

$$F_S(V_{S30},R_{jb},M) = F_{LIN} + F_{NL} \quad 8.64)$$

yangmana unsur respons linier ditunjukkan oleh,

$$F_{LN} = b_{lin}.Ln\left(\frac{V_{S30}}{V_{ref}}\right) \quad 8.65)$$

Yangmana b_{lin} adalah suatu koefisien seperti yang disajikan pada Tabel 8.18). .Sementara itu respons nonlinier-inelastik tanah setempat ditunjukkan oleh,

$$F_{NL} = \begin{cases} b_{nl}.Ln\left(\dfrac{pganl}{0.1}\right) & \text{for } pganl \le a_1 \\ b_{nl}.Ln\left(\dfrac{pganl}{0.1}\right) + c\left[Ln\left(\dfrac{pganl}{a_1}\right)\right]^2 + a\left[Ln\left(\dfrac{pganl}{a_1}\right)\right]^3 & \text{for } a_1 < pganl \le a_2 \\ b_{nl}.Ln\left(\dfrac{pganl}{0.1}\right) & \text{for } pganl > a_2 \end{cases} \quad 8.66)$$

Yangmana pganl adalah prediksi nilai PGA (dalam g) pada nilai V_{ref} = 760 m/sec dan,

$$a_1 = 0.03.g$$

$$a_2 = 0.06.g$$

Untuk menghitung nilai b_{nl} maka diperlukan nilai-nilai berikut,

$$c = \frac{3.\Delta y - b_{nl}.\Delta x}{(\Delta x)^2}, \quad d = -\frac{2\Delta y - b_{nl}\Delta x}{(\Delta x)^3}, \quad \Delta x = Ln\left(\frac{a_2}{a_a}\right), \quad \Delta y = b_{ln}.Ln\left(\frac{a_2}{pgal}\right) \quad 8.67)$$

$$b_{nl} = \begin{cases} b_{bl} = b_1 & for \quad V_{S30} \le V_1 \\ b_{nl} = \dfrac{(b_1 - b_2).Ln\left(\dfrac{V_{S30}}{V_2}\right)}{Ln\left(\dfrac{V_1}{V_2}\right)} + b_2 & for \quad V_1 < V_{S30} \le V_{ref} \\ b_{nl} = \dfrac{b_2.Ln\left(\dfrac{V_{S30}}{V_{ref}}\right)}{Ln\left(\dfrac{V_2}{V_{ref}}\right)} & for \quad V_2 < V_{S30} < V_{ref} \\ b_{nl} = 0 & for \quad V_{S30} > V_{ref} \end{cases} \quad 8.68)$$

Dalam hal ini Boore dan Atkinson (2007) memberikan nilai V_1= 180 m/sec dan V_2= 360 m/sec.

Tabel 8.17 Nilai-nilai dummy variabel

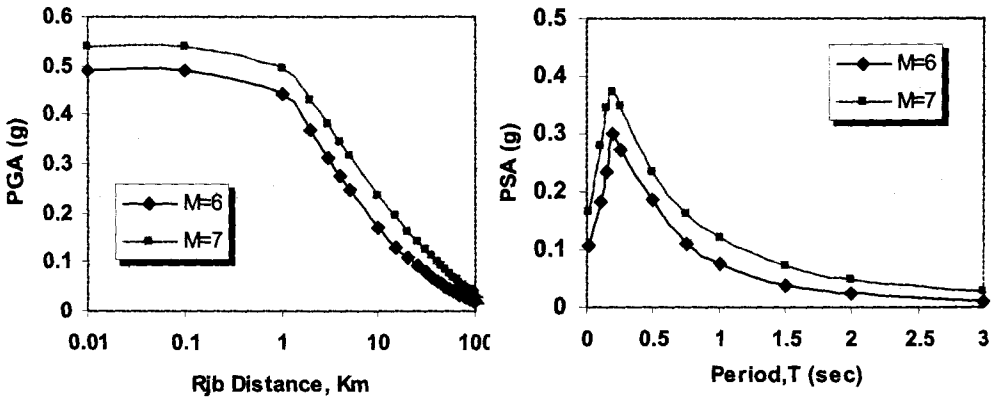
FT	U	SS	NF	RF
U	1	0	0	0
SS	0	1	0	0
NF	0	0	1	0
RF	0	0	0	1

Tabel 8.18 .Distance Scaling dan Period dependent site amplification coeff.icients

	c1	c2	c3	h	blin	b1	b2
PGA	-0.6605	0.1197	-0.0115	1.35	-0.36	-0.64	-0.06
0.1	-0.7081	0.1117	-0.0115	1.68	-0.25	-0.6	-0.13
0.15	-0.6961	0.0988	-0.0115	1.86	-0.28	-0.53	-0.18
0.2	-0.583	0.0427	-0.0095	1.98	-0.31	-0.52	-0.19
0.25	-0.5726	0.0297	-0.0084	2.07	-0.39	-0.52	-0.16
0.5	-0.6914	0.0608	-0.0054	2.32	-0.6	-0.5	-0.06
0.75	-0.7408	0.0752	-0.0041	2.46	-0.69	-0.47	0
1	-0.8183	0.1027	-0.0033	2.54	-0.7	-0.44	0
1.5	-0.8303	0.0979	-0.0026	2.66	-0.72	0.4	0
2	-0.8285	0.0943	-0.0022	2.73	-0.73	-0.34	0
3	-0.7844	0.0728	-0.0019	2.83	-0.74	0.34	0

Tabel .8.19 *Magnitude scaling Coefficients*

	e1	e2	e3	e4	e5	e6	e7	Mh
PGA	-0.538	-0.5035	-0.7547	-0.5097	0.288	-0.1016	0	6.75
0.1	0.2011	0.231	0.0306	0.2219	0.047	-0.1595	0	6.75
0.15	0.4613	0.4866	0.3018	0.4933	0.1799	-0.1454	0	6.75
0.2	0.5718	0.5925	0.4086	0.6147	0.5273	-0.1296	0.01	6.75
0.25	0.5188	0.5349	0.3388	0.5775	0.6088	-0.1384	0.0861	6.75
0.5	0.1896	0.1988	0.0097	0.2634	0.7684	-0.0905	0	6.75
0.75	-0.2134	-0.195	-0.4918	-0.1081	0.7518	-0.1405	0.103	6.75
1	-0.469	-0.4344	-0.7846	-0.3933	0.6788	-0.1826	0.0539	6.75
1.5	-0.8627	-0.7959	-1.209	-0.8808	0.7069	-0.2595	0.1902	6.75
2	-1.2265	-1.1551	-1.5769	-1.2767	0.7799	-0.2966	0.2989	6.75
3	-1.8298	-1.7469	-2.2258	-1.9181	0.7797	-0.4538	0.6747	6.75

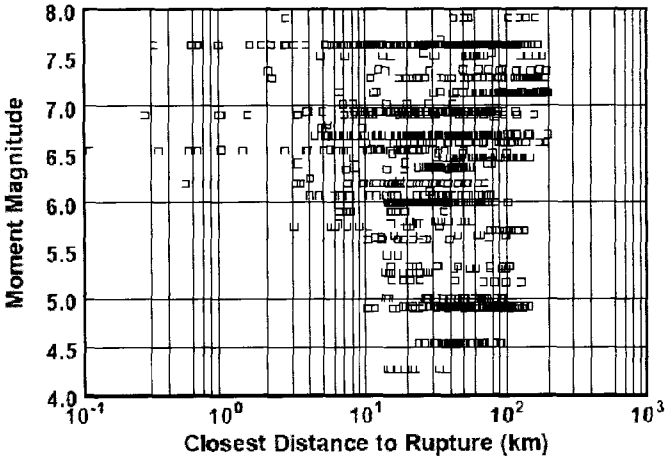


Gambar 8.35. PGA dan PSA menurut atenuasi Boore and Atkinson (2007)

Gambar 8.35) adalah atenuasi Bore & Atkinson (2007) untuk variabel magnitudo gempa M. Tampak bahwa rumusan atenuasi yang berbeda akan mempunyai bangun atenuasi yang berbeda pula. Banyak faktor yang mempengaruhi hal tersebut mulai dari data, mekanisme gempa, asumsi serta kelengkapan unsur-unsur atenuasi yang dipakai.

8.11.3 Campbell & Bozorgnia (2007) atau C-B (2007) Model

New Generation Attenuation (NGA) yang dikembangkan oleh Campbell dan Bozorgnia (2007) ini merupakan salah satu dari 5-Tim *developer* NGA models. Atenuasi model C-B (2007) juga merupakan pengembangan dari atenuasi sebelumnya yaitu atenuasi Campbell (1997) dan Campbel dan Bozorgnia (2003).



Gambar 8.36. *Rupture distance vs magnitude* (Campbell & Bozorgnia, 2007)

Senada dengan Tim Developer yang lain, Campbell dan Bozorgnia (2007) menyajikan banyak hal sebelum atenuasi C-B (2007) disampaikan. Hal-hal yang di-maksud adalah mulai dari database gempa, distribusi gempa menurut mangnitudo dan *rupture distance*. model atenuasi dan parameter-parameter yang dipakai. Pada Gambar 8.34) tampak bahwa sebagian gempa mempunyai *rupture distance* antara 5 – 200 km dengan magnitudo M = 5 – 7.7.

8.11.3.a Rumusan Atenuasi *Median Ground Motion*

Setelah melalui proses regresi atas data gempa dan parameter-parameter yang dipakai, maka atenuasi C-B(2007) dinyatakan dalam bentuk,

$$\text{Ln } Y = f_{mag} + f_{dis} + f_{flt} + f_{hng} + f_{site} + f_{sed} \qquad 8.69)$$

Yangmana Y adalah percepatan tibatuan dasar dalam g, f_{mag}, f_{dis}, f_{hng}, f_{site} dan f_{sed} berturut-turut adalah parameter untuk memperhitungkan pengaruh magnitudo gempa, pengaruh jarak, pengaruh model *fault*, pengaruh *hinging-wall & footing-wall*, pengaruh kondisi tanah dan pengaruh sedimentasi. Nilai deviasi standard untuk atenuasi C-B (2007) adalah σ = 0.526.

8.11.3.b Parameter Magnitudo gempa, f_{mag}

Parameter magnitude gempa f_{mag} pada atenuasi C-B (2007) dibedakan menjadi 3-jenis yaitu,

$$f_{mag} = \begin{cases} c_o + c_1.M & \text{for } M \le 5.5 \\ c_o + c_1.M + c_2(M-5.5) & \text{for } 5.5 < M \le 6.5 \\ c_0 + c_1 M + c_2(M-5.5) + c_3(M-6.5) & \text{for } M > 6.5 \end{cases} \quad 8.70)$$

Yangmana nilai-nilai c's adalah suatu konstanta yang bergantung pada periode spectra T dan disajikan pada Tabel 8.20.

8.11.3.c Parameter *Rupture Distance* f_{dis}

$$f_{dis} = (c_4 + c_5 M) Ln\left(\sqrt{R_{rup}{}^2 + c_6{}^2}\right) \quad 8.71)$$

$$f_{flt} = c_7.F_{RV}.f_{flt,Z} + c_8.F_{NM} \quad 8.72)$$

Notasi F_{RV} dan F_{NM} pada pers.8.72) adalah suatu faktor berturut-turut untuk memperhitungkan arah *oblique* pada *reverse-fault* dan *normal fault.* Nilai FRV =1 apabila *rake angle* λ pada *reverse fault*, $30^o < \lambda < 150^o$ dan selainnya FRV = 0. Sementara itu nilai FRM = 1 apabila *rake angle* pada *normal fault* λ, $210^o < \lambda < 330^o$ dan pada sudut selainnya FNM = 0

$$f_{flt,Z} = \begin{cases} Z_{TOR} & \text{for } Z_{TOR} < 1 \\ 1 & \text{for } Z_{TOR} \ge 1 \end{cases} \quad 8.73)$$

$$f_{hng} = c_9.f_{hng,R}.f_{hng,M}.f_{hng,Z}.f_{hng,\delta} \quad 8.74)$$

$$f_{hng,R} = \begin{cases} 1 & \text{for } R_{jb} = 0 \\ \dfrac{\max\left(R_{rup}, \sqrt{R_{jb}{}^2 + 1} - R_{jb}\right)}{\max\left(R_{rup}, \sqrt{R_{jb}{}^2 + 1}\right)} & \text{for } R_{jb} > 0,\ Z_{TOR} < 1 \\ \dfrac{(R_{rup} - R_{jb})}{R_{rup}} & \text{for } R_{jb} > 0,\ Z_{TOR} \ge 1 \end{cases} \quad 8.75)$$

$$f_{hng,M} = \begin{cases} 0 & \text{for } M \le 6 \\ 2(M-6) & \text{for } 6 < M < 6.5 \\ 1 & \text{for } M > 6.5 \end{cases} \quad 8.76)$$

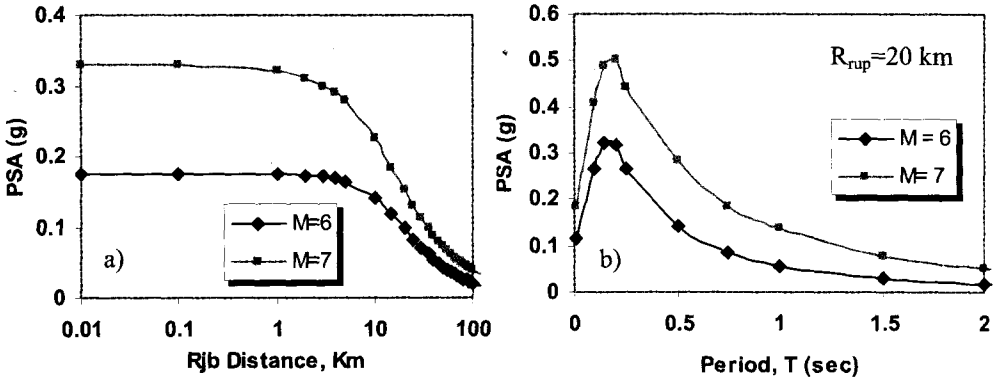
$$f_{hng,Z} = \begin{cases} 0 & \text{for } Z_{TOR} \ge 20 \\ (20 - Z_{TOR})/20 & \text{for } 0 \le Z_{TOR} < 20 \end{cases} \quad 8.77)$$

$$f_{hng,\delta} = \begin{cases} 1 & \text{for } \delta \le 70 \\ (90-\delta)/20 & \text{for } \delta \ge 20 \end{cases} \qquad 8.78)$$

$$f_{site} = \begin{cases} c_{10}.Ln\left(\frac{V_{S30}}{k_1}\right) + k_2\left[Ln\left\{A_{1100} + c\left(\frac{V_{S30}}{k_1}\right)^n\right\} - Ln(A_{1100}+c)\right] & \text{for } V_{S30} < k_1 \\ (c_{10}+k_2.n).Ln\left(\frac{V_{S30}}{k_1}\right) & \text{for } k_1 \le V_{S30} < 1100. \\ (c_{10}+k_2.n).Ln\left(\frac{1100}{k_1}\right) & \text{for } V_{S30} \ge 1100 \end{cases}$$

8.79)

$$f_{sed} = \begin{cases} c_{11}(Z_{2.5}-1) & \text{for } Z_{2.5} < 1 \\ 0 & \text{for } 1 \le Z_{2.5} \le 3 \\ c_{12}.k_3.e^{-0.75}\left(1-e^{-0.25(Z_{2.5}-3)}\right) & \text{for } Z_{2.5} > 3 \end{cases} \qquad 8.80)$$



Gambar 8.37. PGA dan PSA menurut atenuasi Campbell & Bozorgnia (2007)

Gambar 8.37.a) adalah atenuasi PGA menurut Campbell dan Bozorgnia (2007) dengan variabel magnitudo gempa M. Menurut atenuasi tersebut pada jarak R_{rup} =10 km, PGA dengan M =7 lebih besar 37,2 % daripada PGA untuk magnitudo M = 6. Ternyata perbedaan nilai PGA tersebut akan berbeda-beda untuk jarak yang berbeda. Perbedaan tersebut berkisar antara 35 – 52 %.

Sementara itu pada Gambar 8.34.b) disajikan *Peak Spektral Acceleration* (PSA) untuk jarak R_{rup} = 20 km masing-masing untuk magnitudo gempa M= 6 dan M = 7. Berdasarkan hitungan selisih PSA untuk magnitudo gempa M = 6 dan M = 7 juga bervariasi tergantung dari jarak R_{rup}. Namun demikian secarta umum dapat dikatakan bahwa hasil tersebut hampir sama dengan atemuasi Idriss (1997) dengan dengan magnitudo yang senada.

Sementara itu nilai-nilai koefisien atenuasi yang disajikan mulai dari pers. 8.70) disajikan pada Tabel 8.20.

Tabel 8.20 Nilai-nilai konstanta c's dan k's

T(s)	co	c1	c2	c3	c4	c6	c7	c8	c9	c10	c11	c12	k1	k2	k3
0.01	-1.715	0.5	-0.53	-0.262	-2.118	5.6	0.28	-0.12	0.49	1.058	0.04	0.61	865	-1.186	1.839
0.1	-0.314	0.5	-0.53	-0.324	-2.318	8.05	0.28	-0.099	0.49	1.604	0.04	0.61	1032	-1.624	1.847
0.15	-0.133	0.5	-0.53	-0.339	-2.309	8.79	0.28	-0.048	0.49	1.928	0.04	0.61	878	-1.913	1.852
0.2	-0.486	0.5	-0.446	-0.398	-2.22	7.6	0.28	-0.012	0.49	2.194	0.04	0.61	748	-2.118	1.856
0.25	-0.89	0.5	-0.362	-0.458	-2.146	6.58	0.28	0	0.49	2.351	0.04	0.7	654	-2.381	1.861
0.5	-2.569	0.656	-0.304	-0.536	-2.041	4.73	0.28	0	0.49	2.544	0.04	0.88	457	-2.669	1.883
0.75	-4.844	0.972	-0.578	-0.406	-2	4	0.28	0	0.49	2.113	0.077	1	410	-2.401	1.906
1	-6.406	1.196	-0.772	-0.314	-2	4	0.255	0	0.49	1.571	0.15	1	400	-1.955	1.929
1.5	-8.692	1.513	-1.046	-0.185	-2	4	0.161	0	0.49	0.406	0.253	1	400	-1.025	1.974
2	-9.701	1.6	-0.978	-0.236	-2	4	0.094	0	0.371	-0.456	0.3	1	400	-0.299	2.019
3	-10.56	1.6	-0.638	-0.491	-2	4	0	0	0.154	-0.82	0.3	1	400	0	2.11

c = 1.88, n = 1,18, c5 = 0,17

8.11.4 Idriss, 2007

Atenuasi percepatan tanah NGA juga diajukan oleh Idriss (2007). Atenuasi yang dimaksud disajikan menurut pers.8.81). Nilai F = 1 untuk *reverse* dan *oblique faults* dan F = 0 untuk jenis *fault* yang lain.

$$\text{Ln } Y = \alpha_1(T) + \alpha_2(T)M - [\beta_1(T) + \beta_2(T).M]\text{Ln}(R_{rup} + 10) + \gamma(T).R_{rup} + \varphi(T).F \qquad 8.81)$$

yangmana nilai-nilai α's, β's dan φ disajikan pada Tabel 8.21.

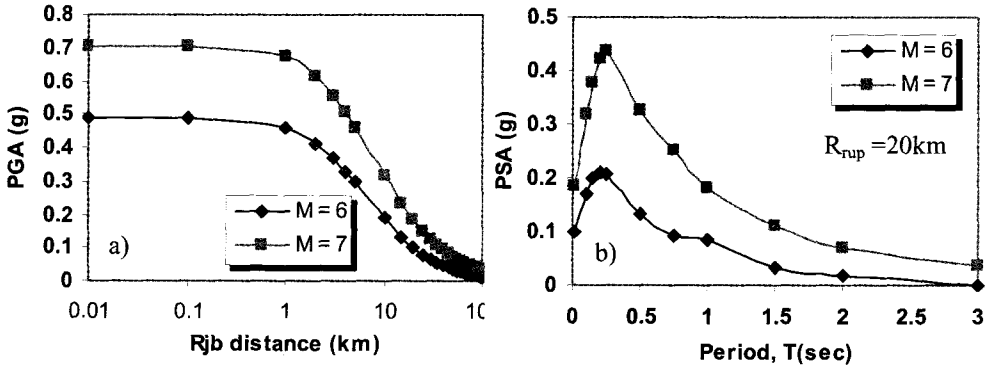
Tabel 8.21 Nilai-nilai konstanta atenuasi (Idriss, 2007), M < 6,75

	α1	α2	β1	β2	γ	φ
PGA	3.7066	-0.1252	2.9852	-0.2339	0.00047	0.12
0.1	4.4592	-0.1624	3.1212	-0.257	0	0.12
0.15	3.4793	-0.0188	2.8609	-0.2267	0	0.12
0.2	3.2354	0.0346	2.8739	-0.2282	0	0.12
0.25	2.7628	0.0791	2.8203	-0.2292	-0.00049	0.12
0.5	1.0893	0.2461	2.7876	-0.233	0.00132	0.12
0.7	0.024	0.3443	2.7677	-0.2353	0.0017	0.12
1	-1.229	0.4615	2.7434	-0.2381	0.0188	0.1
1.5	-2.9168	0.6103	2.7112	-0.2418	0.0025	0.06
2	-4.2783	0.7246	2.6851	-0.2447	0.00268	0.04
3	-6.2431	-0.8935	2.6437	-0.2493	0.0005	0

Table 8.22 Nilai-nilai konstanta atenuasi (Idriss, 2007), 6,75 <M < 8,5

	α1	α2	β1	β2	γ	φ
PGA	5.6315	-0.4104	2.9832	-0.2339	0.00047	0.12
0.1	6.3053	-0.4359	2.9153	-0.2265	0	0.12
0.15	5.0845	-0.2566	2.4829	-0.1707	0	0.12
0.2	5.0842	-0.2393	2.5066	-0.1735	0	0.12
0.25	4.5453	-0.185	2.3687	-0.1623	-0.00049	0.12
0.5	3.3235	-0.0849	2.2793	-0.1577	0.00132	0.12
0.7	2.5222	-0.0258	2.225	-0.1549	0.0017	0.12
1	1.5822	0.045	2.1588	-0.1515	0.00188	0.1
1.5	0.2888	0.1354	2.072	-0.1471	0.0025	0.06
2	-0.7737	0.2054	2.0027	-0.1436	0.00268	0.04
3	-2.3037	0.3099	1.8938	-0.1382	0.0005	0

Nilai-nilai pada table tersebut adalah untuk 450 m/dt < Vs < 900 m/dt



Gambar 8.38. PGA dan PSA atenuasi Idriss (2007)

Gambar 8.38.a) adalah plot PGA menurut atenuasi Idriss (2007) dengan variabel magnitudo gempa M. Tampak bahwa pengaruh magnitudo gempa terhadap PGA sangat dominan yaitu > 44 % sebagaimana pada atenuasi Campbell dan Bozorgnia (2007). Namun demikian hasil-hasil tersebut berbeda dengan PGA atenuasi Boore dan Atkinson (2007) sebagaimana disajikan pada Gambar 8.33. Sementara itu Gambar 8.38.b) adalah plot PSA untuk magnitudo yang sama.Tampak bahwa perbedaan PSA untuk magnitudo M = 6 dan M=7 sangat siknifikan jauh lebih besar dari pada atenuasi Boore dan Atkinson (2007).

Bab IX
Respons Spektrum

9.1 Pendahuluan

Menurut teori dinamika struktur (*structural dynamics*) salah satu cara untuk menghitung /menentukan simpangan, gaya-gaya dinamik dll pada struktur derajat kebebasan banyak (*Multi Degree of Freedom, MDOF*) adalah dengan memakai metode Respons Spektrums. Penentuan/hitungan dengan memakai metode Respons Spektrum merupakan metode yang lebih sederhana dan cepat dibanding dengan analisis riwayat waktu. Walaupun memakai prinsip dinamik, tetapi metode ini tidak merupakan analisis riwayat waktu sebagaimana metode modal-analisis, tetapi hanya mencari respons maksimum. Dengan memakai Respons Spektrum yang telah ada pada tiap-tiap daerah gempa, maka respons-respons maksimum dapat dicari dengan waktu yang jauh relatif singkat dibanding dengan cara analisis riwayat waktu (*Time History Analysis, THA*). Namun demikian cara ini hanya bersifat pendekatan, karena respons struktur yang diperoleh bukan nyata-nyata oleh beban gempa tertentu, melainkan berdasar pada respons spektrum (yang merupakan produk akhir dari beberapa gempa).

Selain itu repons spektrum juga dapat dimanfaatkan untuk keperluan praktis yaitu untuk menentukan "*strength demand*" dalam bentuk gaya horizontal akibat gempa dengan cara pendekatan. Pendekatan yang dimaksud adalah beban gempa yang awalnya merupakan beban dinamik kemudian disederhanakan menjadi beban ekivalen statik. Untuk keperluan itu maka dibuatlah disain-inelastik Respons Spektrum (*Inelastic Design Response Spectrum, IDRS*). Sebagai alat untuk keperluan disain, IDRS ini diturunkan dari disain elastik spektrum respons (*Elastic Design Response Spectrum, EDRS*). Pada Bab ini akan dibahas tata cara pembuatan baik EDRS maupun IDRS.

Pada disain bangunan gedung, terdapat prinsip yang sangat mendasar yaitu adanya hubungan antara analisis dan disain. Hubungan antara analisis dan disain ini pada struktur tahan gempa juga dapat diartikan sebagai hubungan antara kebutuhan (*Demand*) kekuatan dan supply kekuatan (*Supply*). Kebutuhan dalam hal ini berasosiasi dengan kebutuhan kekuatan struktur (baik lentur, geser, aksial maupun puntir) sedemikian sehingga dengan tercukupinya kebutuhan kekuatan tersebut dapat menjamin keamanan struktur. Respons Spektrum akan berfungsi sebagai alat untuk estimasi dalam menentukan kebutuhan kekuatan (*strength demand*). Suplai kekuatan dapat dilakukan setelah melakukan disain elemen struktur. Disain elemen dapat dilakukan dengan berdasar pada kekuatan bahan hasil uji bahan/elemen di laboratorium. Dengan demikian disain kekuatan harus didasarkan atas kekuatan yang nyata/riil atas bahan yang dipakai.

Estimasi kebutuhan kekuatan struktur (*strength demand*) akibat beban gempa pada prinsipnya adalah menentukan seberapa besar beban horisontal yang akan bekerja pada tiap-tiap massa. Hal ini terjadi karena beban gempa akan mengakibatkan struktur menjadi bergetar

dan pengaruhnya dapat diekivalenkan/seolah-olah terdapat gaya horisontal yang bekerja pada tiap-tiap massa. Respons Spektrum dapat dipakai untuk menentukan gaya horisontal maupun simpangan struktur MDOF tersebut.

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada Bab ini sudah berada pada bahasan *Earthquake Resistant Structures* yang akan memberikan pengetahuan dasar tentang respons spektrum, baik jenis, tata-cara pembuatan dan perkembangan.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis		1.Response Spectrum	√
2.Seismic Sources		2. ERD Philosophy	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.Building Configuration	
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects		5.Earthquake Induced Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (Liquefaction)	

9.2 Pengertian dan Fungsi Respons Spektrum

Respons spektrum adalah suatu spektrum yang disajikan dalam bentuk grafik/plot antara periode getar struktur T, lawan respons-respons maksimumnya untuk suatu rasio redaman dan beban gempa terstentu. Respons masimum dapat berupa simpangan maksimum (*Spectral Displacement, SD*), kecepatan maksimum (*Spectral Velocity, SV*) atau percepatan maksimum (*Spectral Acceleration, SA*) suatu massa struktur dengan derajat kebebasan tunggal (*Single Degree of Freedom*, SDOF). Sebagaimana dikatakan sebelumnya, terdapat dua macam respons spektrum yang ada yaitu Respons Spektrum elastik dan Respons Spektrum inelastik. Respons Spektrum elastik adalah suatu spektrum yang didasarkan atas respons elastik struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) berdasarkan rasio redaman dan beban gempa tertentu. Inelastik Respons Spektrum juga disebut disain Respons Spektrum, yaitu spektrum yang diturunkan berdasarkan elastik respons spektrum dengan tingkat daktilitas elemen tertentu. Dengan demikian suatu spektrum maksimum suatu gempa tertentu kadang-kadang dinyatakan dalam fungsi :

$$\begin{aligned} &SD(\xi, T, \mu, S) \\ &SV(\xi, T, \mu, S) \\ &SA(\xi, T, \mu, S) \end{aligned} \qquad 9.1)$$

dengan ξ adalah rasio redaman, T adalah periode getar dan μ adalah daktilitas strukutur dan S adalah jenis tanah.

Berdasarkan persamaan 9.1) di atas dapat diketahui bahwa respons spektrum suatu struktur SDOF akan bergantung pada beban gempa, rasio redaman, periode getar, daktilitas

struktur dan jenis tanah setempat. Umumnya beban gempa, rasio redaman, daktilitas dan jenis tanah sudah dijadikan suatu variabel kontrol sehingga grafik yang ada tinggalah plot antara periode getar T lawan nilai simpangan, kecepatan atau percepatan maksimum.

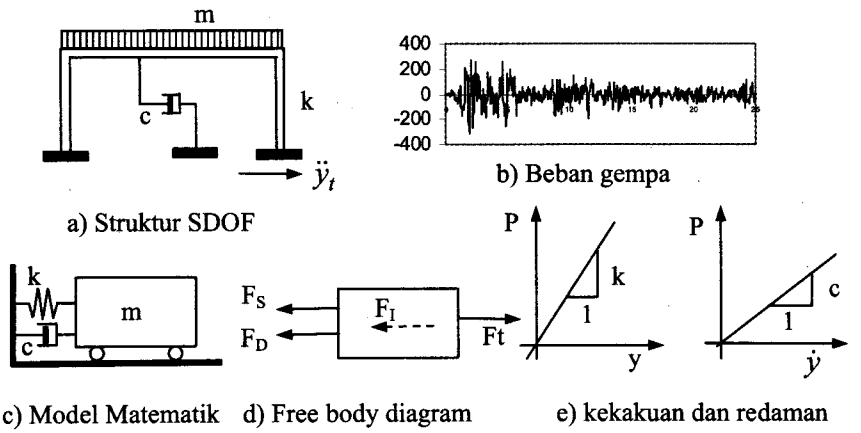
Semua jenis respons spektrum tidak selalu digunakan secara bersamaan /simultan atau digunakan secara kontinu. Respons spektrum akselerasi adalah jenis spektrum yang paling sering digunakan dibanding dengan spektrum-spektrum yang lain. Hal ini dapat dimengerti karena sesuai dengan Hukum Newton-II, suatu gaya adalah produk antara massa dan percepatan. Dalam hal ini gaya adalah suatu besaran yang sangat diperlukan pada analisis struktur, yaitu dalam rangka untuk menentukan *strength demand* sebagaimana disebut sebelumnya.

9.3 Struktur Respons Spektrum

9.3.1 Respons Spektrum

9.3.1.a. Spektrum Simpangan S_D

Sebagaimana disebut sebelumnya bahwa respons spektrum adalah suatu plot antara nilai-nilai respons maksimum lawan periode getar struktur atas struktur dengan derajat kebebasan tunggal (SDOF) dengan redaman dan beban gempa tertentu. Untuk membuat suatu respons spektrum maka dimulai dengan memakai model struktur SDOF seperti pada Gambar 9.1.



Gambar 9.1 Struktur SDOF dibebani beban gempa

Gambar 9.1.a) adalah struktur derajat kebebasan tunggal *(Single Degree of Freedom, SDOF)*. Rekaman gempa seperti Gambar 9.1.b) berfungsi sebagai beban dinamik pada struktur SDOF yang dimaksud. Gambar 9.1.c) adalah hubungan yang linier-elasik antara gaya dan simpangan atau antara gaya dan kecepatan yang menghasilkan kekakuan dan koefisien redaman. Sedangkan Gambar 9.1.e) adalah *Free body diagram* yaitu keseimbangan gaya-gaya yang bekerja pada massa sebesar m atas model matematik struktur SDOF seperti yang disajikan di Gambar 9.1.d). Karena struktur masih berperilaku elastik, maka antara kekakuan dan simpangan masih mempunyai hubungan yang lurus seperti pada Gambar 9.1.c). Sudah biasa dipakai pada analisa dinamika struktur bahwa koefisien redaman c umumnya juga dianggap mempunyai hubungan yang linear dengan kecepatan. Dengan demikian gaya elastik (*elastic force*) akan berbanding lurus dengan simpangan dan gaya redam (*damping force*) akan berbanding lurus dengan kecepatan. Persamaan diferensial gerakan struktur SDOF akibat

gerakan tanah/gempa adalah,

$$m\ddot{y} + c\dot{y} + k y = - m\ddot{y}_t \qquad 9.2)$$

dengan m, c dan k masing-masing adalah massa, koefisien redaman dan kekakuan struktur, y, y dan y masing-masing adalah percepatan, kecepatan dan simpangan massa dan y_t adalah percepatan tanah akibat gempa.

Pers. 9.2) di atas dapat ditulis menjadi,

$$\ddot{y} + \frac{c}{m}\dot{y} + \frac{k}{m} y = - \ddot{y}_t \qquad 9.3)$$

Menurut prinsip analisis dinamika struktur terdapat hubungan,

$$\frac{c}{m} = 2\xi\omega \quad \text{dan} \quad \frac{k}{m} = \omega^2 \qquad 9.4)$$

dengan ξ adalah rasio redaman (*damping ratio*) struktur dan ω dalah frekuensi sudut struktur. Apabila k dan m diketahui maka frekuensi sudut ω struktur dapat dihitung. Dengan demikian maka periode getar struktur T adalah,

$$T = \frac{2\pi}{\omega} \qquad 9.5)$$

Dengan demikian persamaan 3 akan menjadi,

$$\ddot{y} + 2\xi\omega\dot{y} + \omega^2 y = - \ddot{y}_t \qquad 9.6)$$

Pers.9.6) adalah persamaan diferensial gerakan struktur dengan derajat kebebasan tunggal yang sudah dibahas pada bab sebelumnya. Penyelesaian pertama pers. 9.6) yang dicari umumnya adalah simpangan y, kemudian dapat saja dihitung kecepatan maupun percepatan massa. Penyelesaian pers. 9.6) umumnya dapat diperoleh baik dengan cara analitik maupun dengan metoda numerik. Penyelesaian persamaan diferensial struktur SDOF akibat beban dinamik F(t) dengan prinsip Duhamel's Integral dengan persamaan sebagai berikut,

$$y(t) = \frac{1}{m\omega_d} \int_o^t F(\tau)\, e^{-\xi\omega t} \sin\omega_d (t-\tau)\, d\tau \qquad 9.7)$$

dengan ω_d adalah *damped frequency* yang mempunyai hubungan,

$$\omega_d = \omega\sqrt{1-\xi^2} \qquad 9.8)$$

Antara percepatan, massa dan gaya mempunyai hubungan yang linear yaitu a = F/m. Oleh karena itu untuk struktur SDOF dibebani dengan beban gempa yang mempunyai percepatan tanah y_t, maka persamaan di atas akan menjadi,

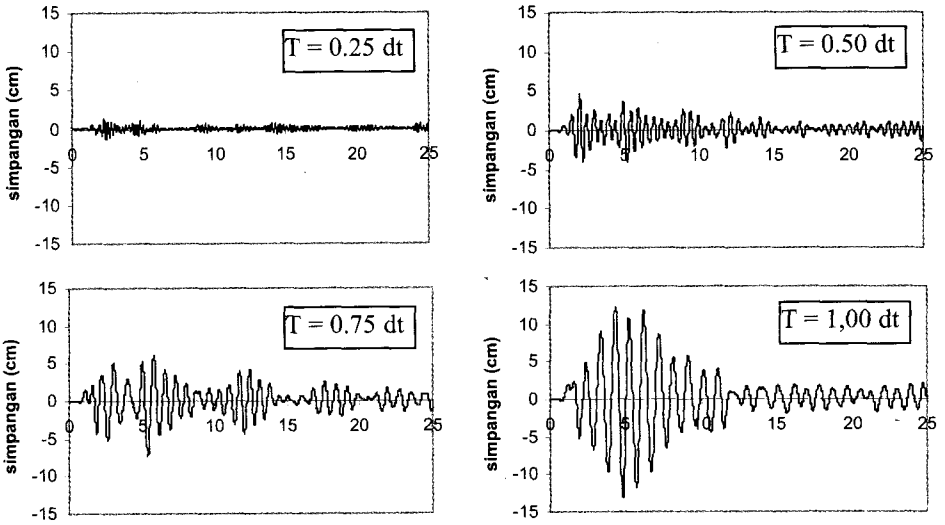
$$y(t) = \frac{1}{\omega_d} \int_o^t \ddot{y}_t\, e^{-\xi\omega t} \sin\omega_d (t-\tau)\, d\tau \qquad 9.9)$$

Penyelesaian pers. 9.9) tersebut akhirnya dilakukan secara numerik dengan masih memakai prinsip Duhamel's Integral. Apabila tidak terjadi kesalahan dalam proses numerik, maka hasil penyelesaian pers.9.9) tersebut akan bersifat eksak. Contoh riwayat simpangan (*displacement history*) struktur SDOF akibat gempa EL Centro NSC adalah seperti yang disajikan pada Gambar 9.2).

Pada Gambar 9.2) dapat dilihat bahwa simpangan massa berubah-ubah menurut fungsi waktu. Simpangan struktur tersebut juga berubah-ubah menurut periode getar struktur T. Pada

T yang sangat kecil atau struktur yang sangat kaku, simpangannya sangat kecil dan sebaliknya. Pada struktur yang fleksibel (T besar) maka simpangan struktur sudah mendekati sifat sinusoidal. Respons struktur akan mengikuti/mirip dengan intensitas bebannya, artinya pada saat intensitas beban besar maka responsnya juga besar dan sebaliknya. Pada saat tertentu akan dicapai simpangan maksimum, dan simpangan maksimum inilah yang diperlukan pada spektrum simpangan dan biasa ditulis menjadi,

$$SD(\xi,T) = \max|y(t)| \qquad 9.10)$$



Gambar 9.2. Sejarah simpangan (*displacement history*) struktur SDOF.

Setelah riwayat simapngan diperoleh maka integrasi numerik juga dapat diteruskan dengan menghitung riwayat kecepatan dan percepatan massa dengan gambar yang mirip dengan Gambar 9.2) tetapi dengan frekuensi yang lebih tinggi. Berdasarkan riwayat kecepatan dan percepatan massa tersebut selanjutnya dapat dipilih kecepatan dan percepatan maksimum dengan program *sorting* yang relatif sederhana. Hasilnya akan diperoleh spektral kecepatan S_V dan spektral percepatan S_A yang ditulis dalam bentuk,

$$\begin{aligned} SV(\xi,T) &= \max|\dot{y}(t)| \\ SA(\xi,T) &= \max|\ddot{y}(t)| \end{aligned} \qquad 9.11)$$

9.3.1.b Pseudo Spektral Kecepatan PS_V dan Percepatan PS_A

Integrasi numerik untuk memperoleh sejarah kecepatan dan percepatan massa seperti disebut di atas umumnya diperlukan waktu yang cukup lama sehingga ada terkesan *time consuming*. Istilah yang umum dipakai adalah hitungan menjadi mahal (*expensive*) karena memerlukan waktu yang lama, sedangkan yang akan dicari hanya nilai-nilai maksimum. Oleh karena itu terdapat cara yang lebih praktis yang dapat digunakan yang pada prinsipnya merupakan penyederhanaan.

Terdapat beberapa cara penyederhanaan tersebut, namun beberapa cara tersebut akhirnya

akan bermuara pada suatu hasil bahwa terdapat hubungan,

$$\dot{y} = \omega\, y$$
$$\ddot{y} = \omega^2\, y \qquad 9.12)$$

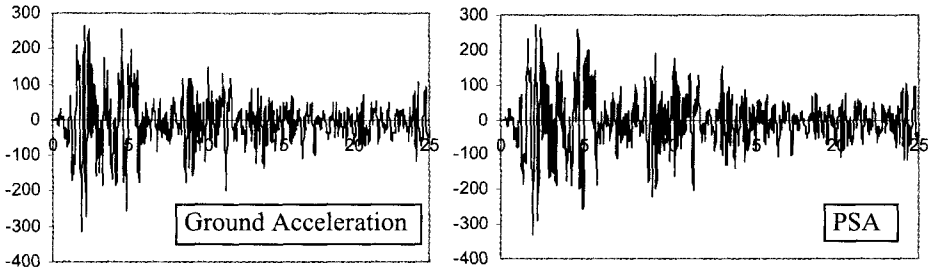
Hubungan pada pers.9.12) tersebut hanya bersifat pendekatan, karena riwayat kecepatan dan riwayat percepatan tidak akan berlangsung dengan *phase* yang sama dengan riwayat simpangan. Dari hubungan tersebut kemudian dapat dianalogikan bahwa,

$$PSV(\xi,T) = \omega\, SD(\xi,T)$$
$$PSA(\xi,T) = \omega^2\, SD(\xi,T) \qquad 9.13)$$

dengan PSV dan PSA berturut-turut adalah pseudo spektral kecepatan dan pseudo spektral percepatan. Pseudo itu sendiri mempunyai arti maya/tidak nyata sehingga pseudo spektral kecepatan berarti spektral kecepatan yang sifatnya hanya merupakan perkiraan. Di beberapa literatur mengatakan bahwa apabila struktur tidak mempunyai redaman (c = 0) maka pseudo spektral percepatan akan sama persis dengan spektral percepatan.

Uang dan Bertero (1990) membuat studi bahwa untuk struktur yang mempunyai periode getar 0,20 < T < 5,0 dt, maka nilai-nilai pseudo spektral kecepatan dan pseudo spektral percepatan sangat dekat dengan nilai eksak dari spektral kecepatan dan spektral percepatan. Struktur bangunan gedung umumnya mempunyai periode getar dalam wilayah tersebut, sehingga hubungan pada pers. 9.12) tersebut dapat dipakai.

Sebagai contoh adalah seperti yang tampak pada Gambar 9.3). Pada gambar tersebut tampak bahwa *pseudo spectral acceleration PSA* seperti yang disajikan pada pers. 9.12) sangat mirip dengan *ground acceleration.* PSA tersebut adalah didasarkan atas simpangan struktur yang sangat kaku yaitu struktur dengan periode getar T = 0.1 dt, dengan kecepatan sudut ω = 62,8 rad/dt.



Gambar 9.3 Perbandingan antara ground acceleration dengan PSA

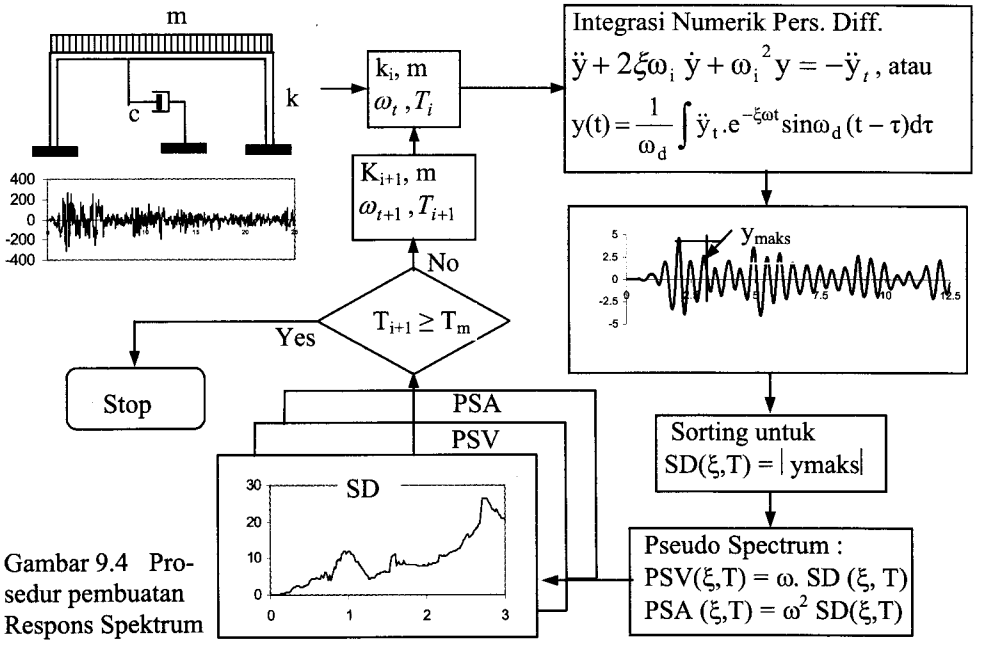
9.3.2 Tahapan Pembuatan Respons Spektrum

Spektral simpangan, kecepatan dan percepatan seperti yang ditulis dalam pers.9.10) dan. pers.9.11) masing-masing hanya akan menghasilkan satu nilai simpangan maksimum, kecepatan maksimum dan percepatan maksimum atas struktur dengan periode getar T dan rasio redaman ξ tertentu. Hal itu dapat ditunjukkan bahwa spektral-spektral itu adalah fungsi dari rasio redaman ξ dan periode getar T. Untuk itu maka spektral pseudo spektral kecepatan dan percepatan ditulis seperti pada pers. 9.13).

Tahap selanjutnya adalah dengan mengubah salah satu properti dinamik struktur, misalnya kekakuan. Dengan diubahnya kekakuan struktur maka akan menghasilkan frekuensi sudut dan periode getar T yang berbeda dengan nilai sebelumnya. Dengan melalui integrasi numerik seperti dilakukan sebelumnya maka akhirnya akan diperoleh dilai-nilai maksimum respons

yang baru baik simpangan, kecepatan maupun percepatan massa. Hal ini berarti pengulangan integrasi numerik dengan nilai freluensi sudut ω dan periode getar T yang berbeda. Untuk langkah ke-i misalnya, maka akan menghasilkan frekuensi sudut ω_i, periode getar T_i dan spektral simpangan SDi (ξ,T_i), $PSV_i(\xi,T_i)$ dan $PSA_i(\xi,T_i)$. Demikianlah integrasi numerik terus dilakukan sampai pada nilai periode getar T_i yang diinginkan. Secara skematis, pembuatan respons spektrum disajikan pada Gambar 9.4).

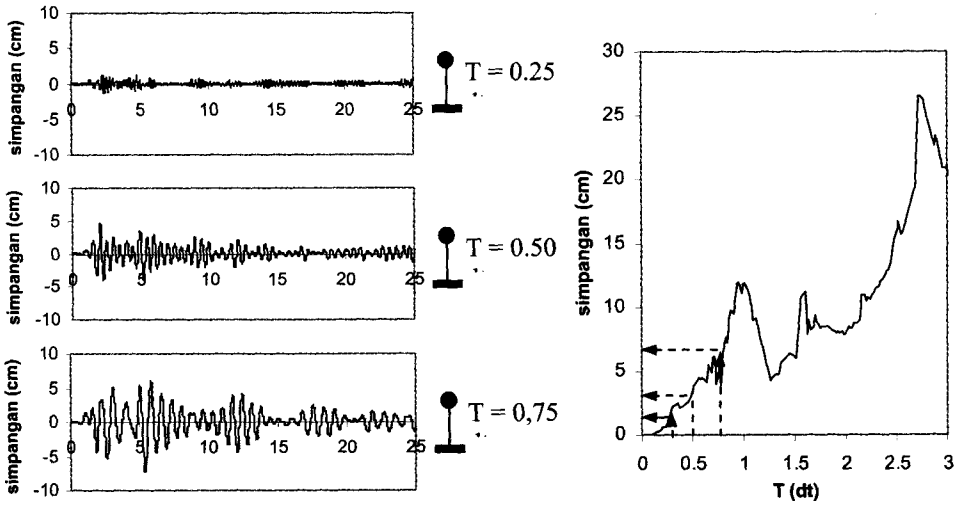
Penyelesaian persamaan diferensial pada Gambar 9.4) dapat dilakukan baik secara analitik maupun cara numerik. Nilai-nilai spektral simpangan maksimum diperoleh pada setiap nilai periode getar struktur T kemudian diplot menjadi spektra simpangan seperti tampak pada gambar. Gambar 9.4, menunjukan bahwa awal dari pembuatan Respons Spektrums dimulai dari menghitung kecepatan sudut dan periode getar ω_i dan T_i atas informasi kekakuan k_i dan massa m. Selanjutnya melalui integrasi numerik atas persamaan diferensial atau melalui Duhamel Integral, riwayat simpangan massa y(t) dapat dihitung dan nilai SD dapat dicari. Apabila dipakai prinsip *peudo spectrum* maka PSV dan PSA dapat dicari berdasarkan pers. 9.10). Tahap selanjutnya adalah kondisional, apabila rentang periode spektra $T_{i+1} \geq T_m$, maka proses pembuatan spektrum sudah selesai. Sebaliknya apabila $T_{i+1} < T_m$ maka proses pembuatan spektrum akan diulang dengan cara yang sama dengan mengubah kekakuan menjadi kekakuan struktur yang batu yaitu k_{i+1}. Dengan kekakuan yang baru maka nilai kecepatan sudut dan periode getar ω_{i+1} dan T_{i+1} yang baru akan mempengaruhi riwayat simpangan. Demikian seterusnya proses dilakukan sampai $T_{i+1} = T_m$. Chopra (1982,1982) juga menyajikan tata cara pembuatan spektrum yang sistimatik.



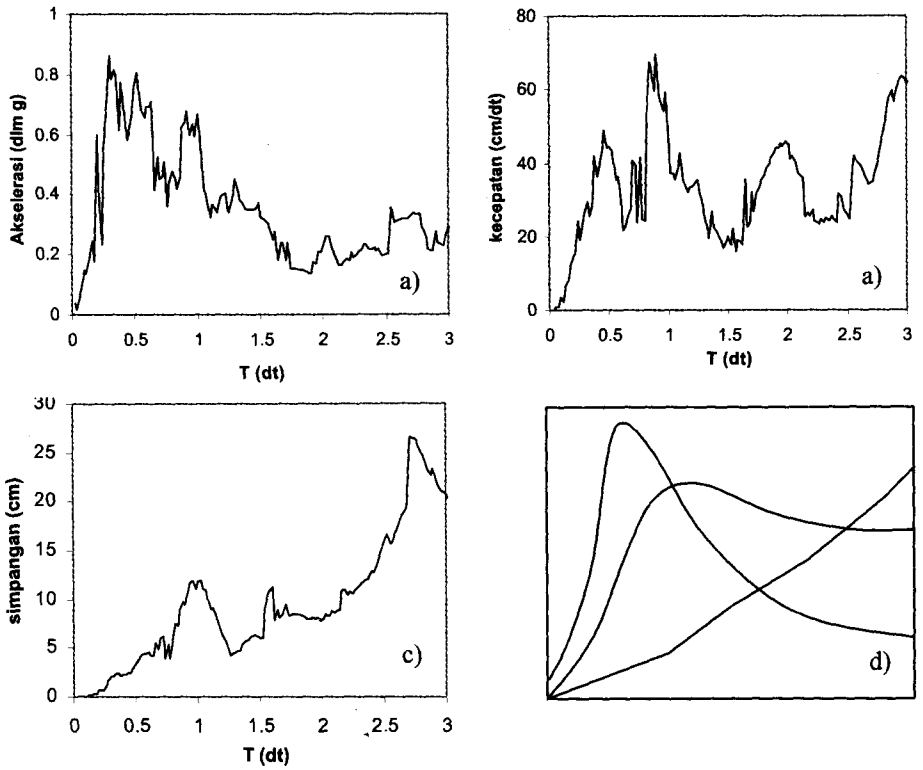
Gambar 9.4 Prosedur pembuatan Respons Spektrum

Contoh respons spektrum untuk simpangan (SD) pada struktur SDOF dengan rasio redaman ξ = 5 % akibat gempa El Centro, 1940 adalah sebagaimana disajikan pada Gambar 9.5). Pada gambar tersebut terlihat bahwa spektrum simpangan cenderung selalu bertambah besar pada setiap penambahan periode getar T struktur. Hal ini terjadi karena struktur dengan

periode getar T yang semakin besar adalah struktur yang semakin fleksibel, sehingga simpangannya cenderung semakin besar.



Gambar 9.5 Contoh pembuatan *Spektral Displacement* (SD)



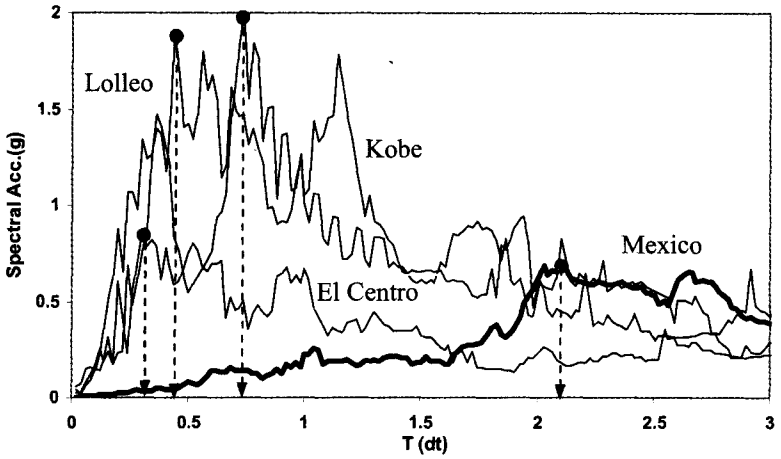
Gambar 9.6. Tipikal dan bentuk umum Respons Spektrum

Gambar 9.6) adalah bentuk-bentuk spektrum percepatan (SA), kecepatan (SV) dan simpangan (SD). Spektrum percepatan lebih spesifik lagi yaitu cenderung meningkat secara tajam pada nilai-nilai periode getar T awal, setelah mencapai puncaknya kemudian cenderung menurun drastis secara terus menerus sampai pada periode getar yang ditinjau. Spektrum kecepatan mempunyai bentuk yang lain yaitu cenderung bertambah besar sampai periode getar struktur T tertentu kemudian menurun dan cenderung berkisar pada nilai tertentu untuk setiap penambahan periode getar T. Sedangkan spektrum simpangan cenderung naik terus sebagaimana tampak pada Gambar 9.6.c). Gambar 9.6.d) adalah bentuk-bentuk umum spektrum setelah mengalami penyederhanaan.

9.3.3. Faktor-faktor yang Mempengaruhi Bentuk/Nilai Spektrum

9.3.3 1. Kandungan Frekuensi

Terdapat beberapa hal/faktor yang akan mempengaruhi bentuk/nilai spektrum. Faktor yang pertama adalah kandungan frekuensi getaran gempa. Kandungan frekuensi yang berbeda ini sekaligus berarti bentuk spektrum akan berbeda-beda untuk gempa yang berbeda. Spektrum-spektrum yang disajikan di Gambar 9.6) adalah spektrum akibat gempa El Centro yang mempunyai kandungan frekuensi menengah. Untuk gempa bumi dengan kandungan frekuensi tinggi maupun rendah akan mempunyai bentuk/nilai yang sangat berbeda dengan gempa yang mempunyai kandungan frekuensi menengah.



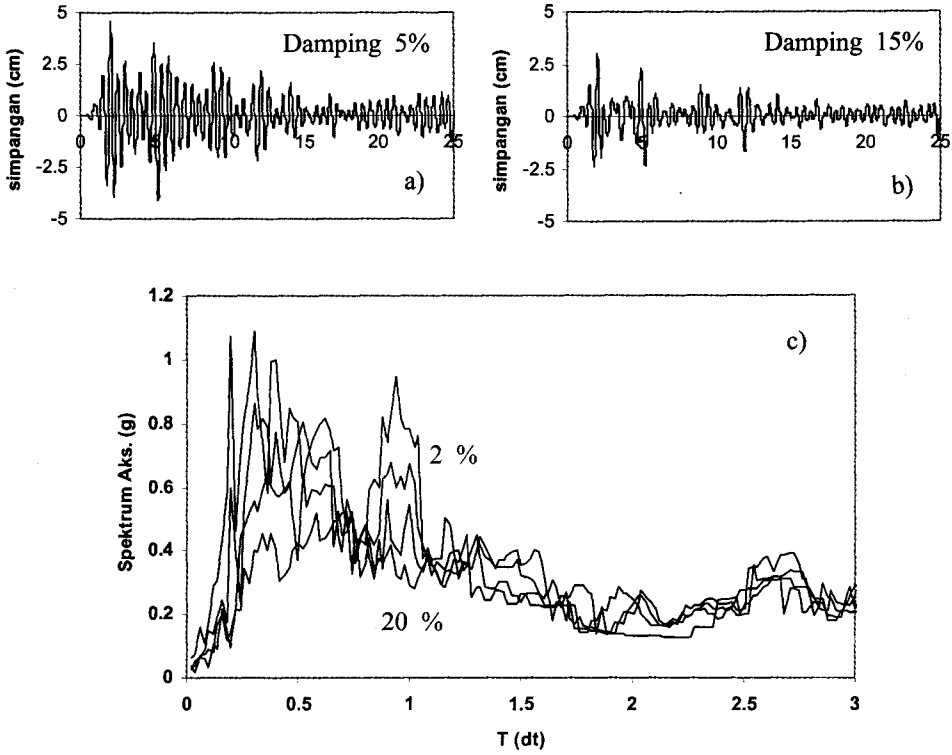
Gambar 9.7. Respons Spektrum untuk beberapa gempa

Tampak pada Gambar 9.7) bahwa gempa yang mempunyai kandungan frekuensi realatif tinggi seperti gempa Lolleo, puncak spektrumnya berada pada periode getar T yang relatif kecil. Semakin rendah kandungan frekuensi suatu gempa maka puncak spektrumnya akan bergeser kekanan yaitu pada periode getar T yang semakin besar. Contoh ekstrim adalah spektrum gempa Mexico seperti yang dicetak dengan garis tebal pada Gambar 9.7), puncak sepektrumnya berada pada periode getar T > 2 dt. Oleh karenanya gempa Mexico dikategorikan sebagai gempa dengan frekuensi sangat rendah.

9.3.3.2. Pengaruh Rasio redaman

Selain dipengaruhi oleh kandungan frekuensi maka sebenarnya respons struktur juga

dipengaruhi oleh rasio redaman. Semakin besar redaman struktur maka respons struktur akan semakin kecil, sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 9.8). Gambar 9.8.a) adalah respons striktur SDOF akibat beban gempa El Centro dengan rasio redaman 5 %, sedangkan Gambar 9.9.b) adalah struktur yang sama yang diredam sebesar 15 %. Tampak secara jelas bahwa pengaruh redaman terhadap respons struktur cukup signifikan.



Gambar 9.8. Pengaruh Redaman Terhadap Respons Spektrum

Pengaruh redaman terhadap bentuk/nilai spektrum adalah seperti yang disajikan pada Gambar 9.8). Pada gambar tersebut disajikan spektrum akselerasi struktur SDOF yang diredam 2 %, 5 %, 10 % dan 20 %. Tampak bahwa semakin besar redaman maka nilai spektrum akan semakin mengecil. Secara umum bentuk spektrum relatif sebangun, walaupun pada daerah puncak spektrum bentuk spektrumnya dapat sangat berbeda. Gambar di atas sekaligus dapat membuktikan bahwa bentuk responsnya mirip spektrum, oleh karenanya disebut respons spektrum. Pengaruh-pengaruh yang lain akan lebih rinci dibahas di depan.

9.4. Triparti Respons Spektrum

Spektrum yang disajikan pada Gambar 9.8) adalah spektrum dua dimensi, artinya menghubungkan variabel bebas berupa periode getar struktur T dengan variabel terikat simpangan, kecepatan dan percepatan maksimum. Antara ketiga spektum tersebut sebetulnya saling berhubungan satu sama lain dengan menggunakan pers. 9.10). Hubungan tersebut dapat ditulis dalam bentuk yang lain misalnya,

$$\frac{PSA(\xi ST)}{\omega} \approx PSV(\xi ST) \approx \omega SD(\xi DT) \quad \text{atau}$$
$$\frac{T}{2.\pi} PSA(\xi ST) \approx PSV(\xi ST) \approx \frac{2.\pi}{T} SD(\xi D) \qquad 9.14)$$

Dengan hubungan seperti pada pers.9.14) tersebut maka salah satu saja nilai spektrum diketahui maka nilai-nilai spektrum yang lain dapat dicari, karena nilai percepatan sudut ω sudah diketahui. Dengan alasan seperti itu maka Chopra (1995) mengajukan pertanyaan mengapa tidak ketiga spektum tersebut disatukan menjadi satu kesatuan ?. Ketiga spektrum tersebut mempunyai fungsi yang sangat strategis. Spektrum simpangan berasosiasi dengan simpangan maksimum suatu struktur. Spektrum kecepatan akan berhubungan dengan energi kinetik ($1/2.m.v^2$) yang terkandung dalam struktur saat terjadi gempa. Sedangkan spektrum percepatan akan berhubungan dengan gaya geser masimum yang bekerja pada dasar struktur. Untuk struktur dengan derajat kebebasan tunggal maka gaya geser dasar F_b akan sama dan berlawanan arah dengan gaya horisontal yang bekerja pada massa atau,

$$V_b = m.a = \frac{W}{g} PSA = \frac{PSA}{g} W = c.W \qquad 9.15)$$

dengan g adalah percepatan gravitasi dan $c = PS_A/g$ umumnya disebut koefisien gempa dasar (*basic seismic coefficient*) dan W adalah berat struktur.

Pers. 9.14) juga dapat ditulis menjadi,

$$Log\,(PSV) = \log\,(2\pi)\frac{1}{T} + Log\;(SD) \qquad 9.16)$$

Dalam hal ini T atau periode getar adalah menjadi variabel bebas yaitu variabel bebas Respons Spektrum pada umumnya. Variabel bebas tersebut digambar sebagai sumbu-x dan PSV sebagai sumbu-y. Karena SD yang ditinjau adalah konstanta, maka sebenarnya pers.9.16) identik dengan persamaan garis lurus,

$$y = m\,x + k \qquad 9.17)$$

dengan m adalah angka arah yang menunjukkan nilai *slope* suatu garis dan k adalah suatu konstanta.

Persamaan garis lurus seperti pers. 9.17) adalah persamaan garis lurus dengan angka arah sama dengan +1 (lihat angka didepan Log 2π/T). Garis/grid yang menunjukkan konstanta k yang merupakan representasi dari S_D merupakan garis lurus dengan angka arah +1. Untuk seterusnya spektrum simpangan akan dihitung tegak lurus terhadap garis/grid tersebut.

Pers. 9.14) juga dapat ditulis menjadi,

$$Log(PSV) = -\,Log\,(\frac{1}{2\pi})T + Log\;(PSA) \qquad 9.18)$$

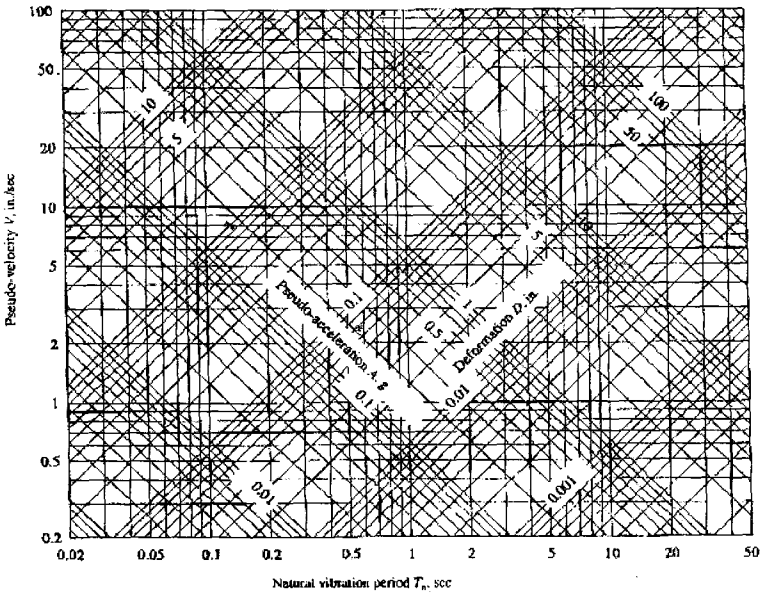
Senada dengan kondisi sebelumnya, dalam hal ini T adalah suatu variabel bebas yang dipasang sebagai sumbu-x dan PSA adalah suatu konstanta. Senada dengan sebelumnya, persamaan tersebut merupakan persamaan garis lurus dengan bentuk,

$$y = -m\,x + k \qquad 9.19)$$

Senada dengan persoalan sebelumnya, garis/grid yang menunjukkan konstanta k yang

merupakan representasi dari PS_A adalah garis lurus dengan angka arah -1. Oleh karena itu spektrum percepatan PS_A akan dihitung tegak lurus terhadap garis tersebut.

Apabila diperhatikan maka pers. 9.17) dan pers. 9.19) mempunyai tanda angka arah yang berlawanan, maka garis/grid untuk spektrum simpangan akan tegak lurus dengan garis/grid untuk spektrum percepatan. Garis/grid yang menunjukkan spektrum kecepatan, percepatan dan simpangan kemudian dapat disatukan menjadi satu grafik seperti pada Gambar 9.9 (Chopra, 1995). Gambar 9.9) inilah yang disebut dengan garis/grid untuk Triparti Respons Spektrum.



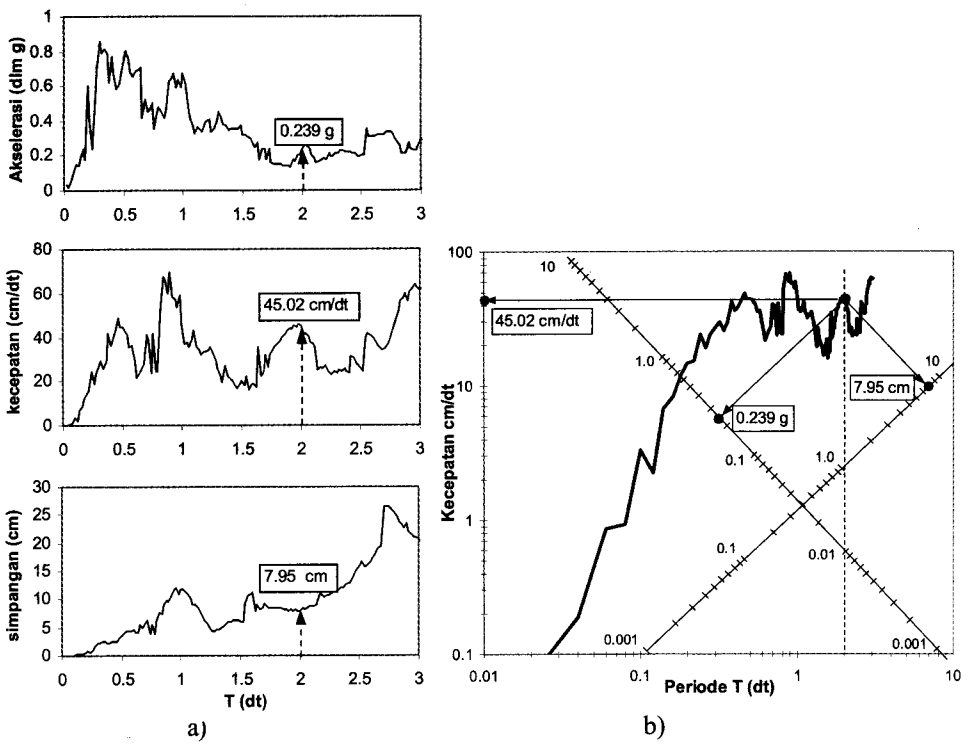
Gambar 9.9 Sumbu-sumbu Triparti Respons Spektrum (Chopra, 1995)

Pada Gambar 9.9), triparti respons spektrum dinyatakan dalam skala logaritmik karena untuk dapat menampung nilai spektrum atau periode getar struktur yang cukup besar. Periode getar struktur yang ditinjau mulai dari T = 0.02 dt sampai dengan T = 50 dt. Periode getar struktur kecil menunjukkan struktur yang sangat kaku, sedangkan periode getar struktur yang besar menunjukkan struktur yang sangat fleksibel.

Tampak pada Gambar 9.9) bahwa sesuai dengan pers. 9.14) , maka sumbu sepektrum simpangan (SD) adalah sumbu yang mempunyai angka arah m = + 1, atau sumbunya berupa garis lurus miring ke kanan. Sebaliknya sesuai dengan pers. 9.15), sumbu *pseudo spectral acceleration* (PSA) merupakan garis lurus dengan angka arah m = -1, yaitu sumbunya berupa garis lurus miring kekiri.

Contoh bagaimana menentukan skala pada garis/grid triparti adalah sebagai berikut. Berdasarkan Gambar 9.10.a) yaitu respons spektrum untuk simpangan, kecepatan dan percepatan atas struktur SDOF dengan rasio redaman 5 % akibat gempa EL Centro, 1940. Pada gambar tersebut menujukkan bahwa untuk periode getar T = 2 dt, maka kecepatan maksimum V = 45,02 cm/dt (V = PSV), simpangan maksimum D = 7,95 cm dan percepatan maksimum A = 0,239 g. Dengan respons seperti itu maka dapat dibuat triparti respons spektrum seperti Gambar 9.10.b). Garis-garis putus dimulai dari T = 2 dt pada sumbu-x dan V = 45, 02 cm/dt pada sumbu-y saling berpotongan dengan Respons Spektrum. Dari titik potong tersebut diukur

simpangan D = 7,95 cm dan percepatan. A = 0,339 g yang garis-garisnya saling tegak lurus seperti pada gambar tersebut. Dua garis yang saling tegak lurus (yang masing-masing mempunyai angaka arah m = 1 dan m = -1) dipakai sebagai garis/grid dasar atau garis/grid ukur. Artinya semua simpangan dan percepatan maksimum diukur dari kedua garis tersebut.



Gambar 9.10. Pembentukan Triparti Respons Spektrum

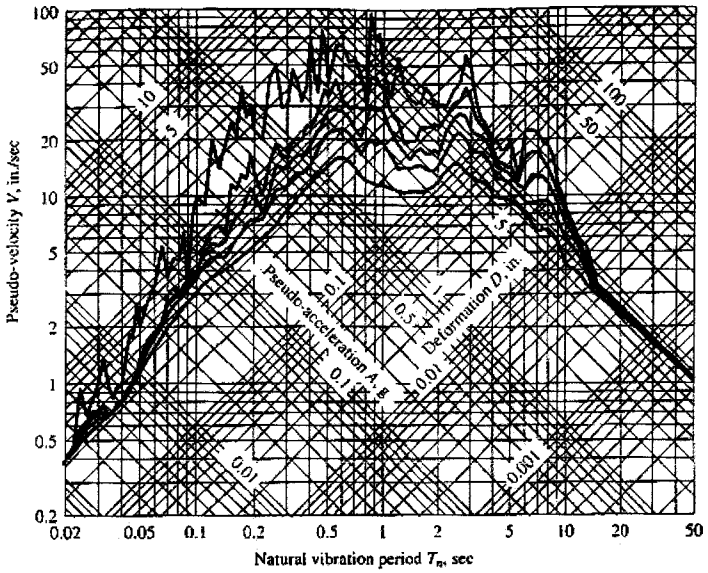
Triparti respons spektrum umumnya dibuat untuk beberapa nilai rasio redaman, misalnya mulai dari 0 %, 2 %, 5 %, 10 % dan 20 %. Triparti respons spektrum struktur SDOF akibat gempa El Centro selengkapnya menjadi seperti Gambar 9.11 (Chopra, 1995). Pada gambar tersebut tampak bahwa sebagaimana pada teori, semakin besar redaman struktur maka respons struktur akan semakin kecil. Juga tampak pada gambar tersebut bahwa Respons Spektrum untuk beberapa nilai redaman menyatu pada bagian awal dan akhir. Hal ini berarti bahwa pengaruh damping terhadap respons struktur menjadi kurang signifikan pada struktur yang sangat kaku (dengan periode getar T yang sangat kecil) dan struktur yang sangat fleksibel (periode getar yang sangat besar). Kondisi tersebut nantinya akan menjadi karakter-karakter respons spektrum yang sangat penting untuk mengambil kebijakan desain struktur bangunan tahan gempa.

Secara singkat pembuatan respons spektra dapat disimpulkan sebegai berikut ini.

1. beban gempa yang dinyatakan dalam riwayat percepatan tanah (*strong motion record*) perlu ditetapkan terlebih dahulu,
2. dipilih model struktur SDOF, rasio redaman dan step integrasi tertentu,
3. ditentukan periode getar struktur T sekaligus nilai percepatan sudut ω,

4. analisis numerik untuk menentukan simpangan y(t) atas model struktur SDOF dan rasio redaman pada butir 2,
5. dengan melalui sorting dicari nilai simpangam y(t) maksimum, misalnya diberikan notasi y_{mi} yaitu simpangan maksimum pada daur ke-i yang pada hakekatnya adalah sama dengan spektrum simpangan S_D,
6. dihitung pseudo spektral kecepatan $PS_V = \omega S_D$, pseudo spektral percepatan $PSA = \omega^2 S_D$,
7. prosedur pembuatan respons spektrum diulangi lagi dengan memakai nilai periode getar struktur T yang baru, yaitu mulai lagi dari butir 3 di atas,
8. setelah daur hitungan seperti di atas meliputi semua periode getar yang ditinjau maka spektrum simpangan, kecepatan dan kecepatan dapat digambar.

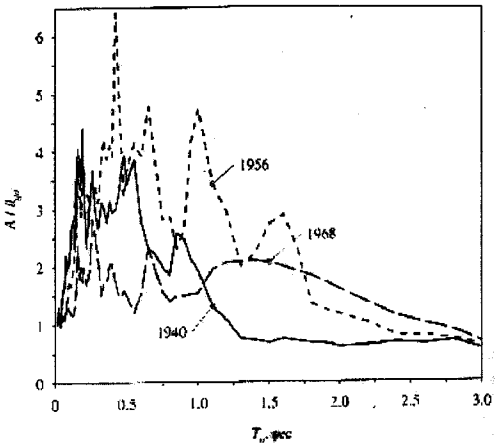
Prosedur di atas secara skematis adalah seperti yang disajikan pada Gambar 9.4), dan hasil spektrum akselerasi (SD) *pseudo spectral velocity* (PSV) dan *pseudo spectral acceleration* (PSA) adalah seperti pada Gambar 9.4).



Gambar 9.11 Triparti Respons Spektrum Gempa El Centro NSC (Chopra,1995)

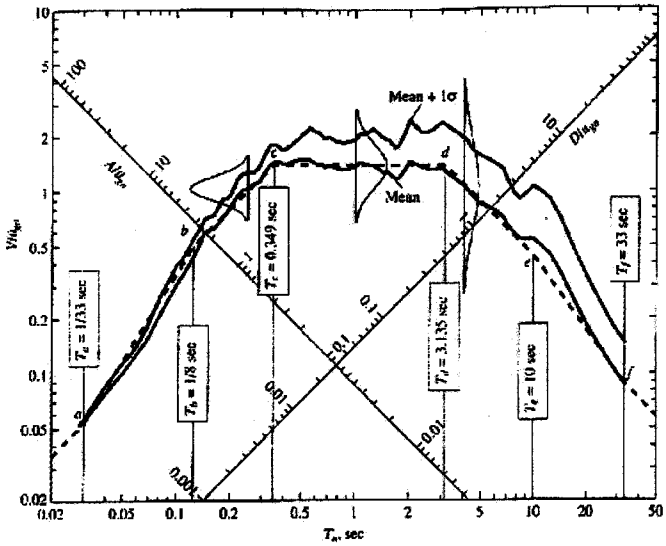
9.5 *Elastic Smoothed Response Spectrum*

Respons spektrum seperti yang disampaikan sebelumnya adalah spektrum yang sangat fluktuatif terutama pada periode getar yang relatif kecil. Hal tersebut adalah seperti yang disajikan pada Gambar 9.7) atau Gambar 9.12). Spektrum-spektrum tersebut adalah spektrum untuk satu jenis gempa saja, misalnya akibat gempa El Centro. Pada suatu daerah kemungkinan telah terjadi banyak gempa yang berasal dari sumber gempa yang berbeda-beda. Walaupun gempa-gempa tersebut direkam pada tempat yang sama, tetapi karena asal/sumber gempa berbeda maka rekaman gempanya akan berbeda-beda. Hal ini terjadi karena mekanisme kejadian, ukuran, kondisi geologi tempat gelombang gempa merambat yang berbeda-beda.



Gambar 9.12) Spectrum Respons beberapa gempa di Imperial Valley (Chopra,1995)

Pada kondisi seperti tersebut di atas, maka bentuk dan nilai-nilai respons spektrumnya juga akan berbeda-beda. Bentuk yang dimaksud adalah kecenderungan letak puncak spektrum. apakah puncak spektrum akan terjadi pada periode getar T yang kecil, menengah atau besar (pengaruh kandungan frekuensi). Sedangkan nilai spektrum akan bergantung pada nilai percepatan tanah akibat gempa. Walaupun spektrum-spektrum itu sama-sama fluktuatif tetapi bentuk/bangun dan nilainya akan berbeda-beda.



Gambar 9.13 *Smoothed Response Spectrum* (Chopra, 1995)

Gambar 9.12) adalah Respons Spektrum dari beberapa gempa yang terjadi di Imperial Valley, yaitu daerah dimana gempa El Centro tahun 1940 dicatat (Chopra, 1995). Tampak bahwa spektrum akselerasi gempa yang terjadi pada tahun-tahun yang berbeda yang dicatat pada tempat yang sama sangat berbeda satu sama yang lain. Gempa tahun 1956 adalah gempa

yang mengakibatkan spektrum terbesar, kemudian baru disusul gempa-gempa 1940 dan gempa 1968. Sulit rasanya memprediksi spektrum untuk gempa yang akan datang yang mungkin terjadi pada tempat yang sama, walaupun dipercayai bahwa spektrumnya juga akan fluktuatif.

Disain respons spektrum umumnya digunakan sebagai alat untuk mendisain/menentukan beban terhadap struktur baru atau untuk kontrol terhadap struktur yang sudah ada. Dengan demikian respons spektrum yang sangat fluktuatif tersebut tidak dapat digunakan secara langsung, karena disain beban yang sangat fluktuatif tidak realistik. Disamping itu tidak mungkin rasanya mendisain beban hanya didasarkan atas satu spektrum saja, karena tiap-tiap gempa yang terjadi pada satu lokasipun mempunyai spektrum yang berbeda. Agar disain beban untuk suatu daerah gempa dapat diprediksi dengan baik maka diperlukan data gempa yang sebanyak-banyaknya agar prediksi beban gempa menjadi lebih mendekati kenyataan. Yang menjadi problem adalah tidak semua daerah gempa mempunyai data rekaman gempa yang memadai, dan bahkan tidak terdapat data di daerah tersebut walaupun gempa sering terjadi. Untuk itu para ahli merekomendasikan untuk mencari data rekaman gempa pada suatu daerah yang mempunyai kondisi yang sama. Menurut Chopra (1995) kondisi yang dimaksud adalah ukuran besarnya gempa, jarak episenter, mekanisme/jenis patahan, pola rambatan gelombang gempa, kondisi geologi, dan kondisi tanah (tebal, jenis, komposisi dan properti tanah) setempat.

Setelah spektrum-spektrum dari beberapa/banyak gempa terkumpul maka analisis selanjutnya adalah dengan cara statistik. Yang pertama-tama adalah menghitung nilai rata-rata PSA, PSV dan S_D dan standar deviasi. Contoh gambar rata-rata spektrum dan nilai-rata-rata ditambah 1 deviasi standar yang disajikan dalam Triparti Respons Spektrum seperti disajikan oleh Chopra (1995) adalah seperti pada Gambar 9.13). Pada gambar tersebut nilai-rata-rata spektrum sudah dihaluskan (*smoothed spectrum*) sehingga sudah tidak fluktuatif seperti pada spektrum-spektrum dasarnya.

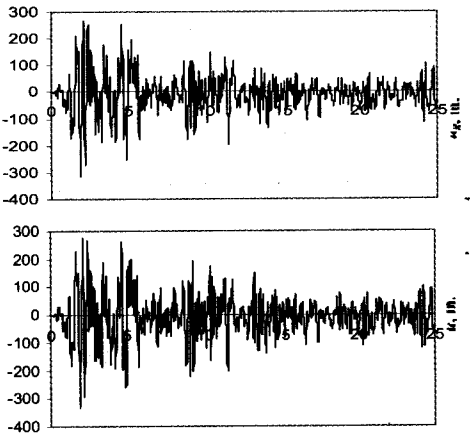
9.6 Amplifikasi Spektrum Terhadap Gerakan Tanah

Gerakan tanah akibat gempa dapat berupa rekaman riwayat percepatan tanah. Percepatan tanah tersebut dapat dilakukan integrasi sehingga diperoleh riwayat kecepatan dan simpangan tanah akibat gempa. Apabila dipandang suatu struktur SDOF yang sangat kaku sehingga seolah-olah menyatu dengan tanah, maka apabila terjadi gempa percepatan massa struktur akan sama dengan percepatan tanah(prinsip *rigid body motions*). Apabila struktur SDOF mempunyai kekakuan yang sangat kecil/sangat fleksibel, maka massa hampir tidak bergerak walaupun tanah dasarnya bergerak karena gempa. Hal ini terjadi karena kekakuan struktur demikian lemah sehingga tidak mampu mentransfer gaya/kekuatan yang ditimbulkan oleh gerakan tanah untuk menggerakkan massa. Dalam kondisi seperti ini maka simpangan massa hampir sama atau sama dengan simpangan tanah akibat gempa. Dua kondisi ini akan menjadi karakter penting pada respons spektrum. Chopra (1995) membuktikan dua keadaan tersebut yang disajikan pada Gambar 9.14) dan Gambar 9.15).

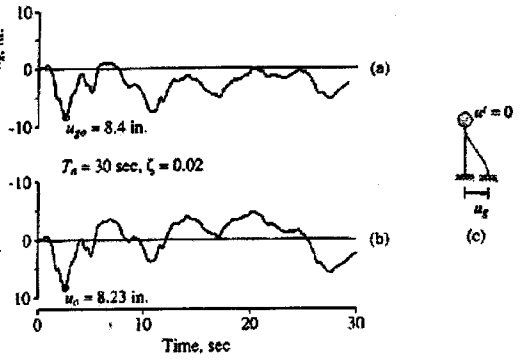
Kondisi yang terjadi pada struktur yang sangat kaku yaitu percepatan massa sama dengan percepatan tanah umumnya disebut *equal acceleration* (Gambar 9.14). Kondisi yang kedua yaitu simpangan massa sama dengan simpangan tanah umumnya disebut *equal displacement* (Gambar 9.15). Baik *equal acceleration*, *equal displacement* dan kondisi diantaranya yaitu *equal energy* nantinya akan menjadi prinsip-prinsip yang penting pada pembuatan *Inelastic Disain Response Spectrum (IDRS)*

Untuk struktur SDOF dengan kekakuan yang tidak ekstrim seperti tersebut di atas, maka respons massa akan berbeda dengan gerakan tanah. Umumnya respons massa akan lebih besar daripada percepatan di tanah keras (*base rock*). Rasio antara respons massa (percepatan,

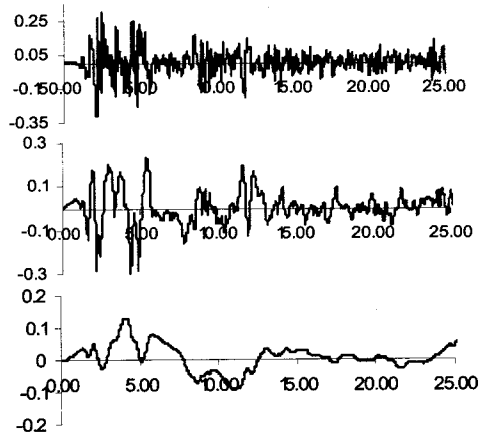
kecepatan dan simpangan) terhadap gerakan tanah keras (*base rock*) juga disebut dengan amplifikasi, yaitu amplifikasi spektrum. Percepatan, kecepatan dan simpangan tanah maksimum gempa El Centro adalah seperti yang disajikan pada Gambar 9.16.a).



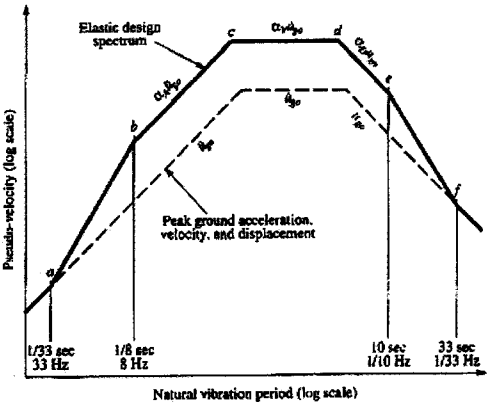
Gambar 9.14 Respons Struktur Kaku



Gambar 9.15 Struktur Fleksibel (Chopra, 1995)



a) Gempa El Centro, 1940, NSC



b) Amplifikasi gerakan tanah (Chopra, 1995)

Gambar 9.16. Gempa El Centro, 1940 dan amplifikasi gerakan tanah

Amplifikasi spektrum dapat disajikan pada triparti respons spektrum dengan memperhatikan amplifikasi untuk struktur yang sangat kaku dan struktur yang sangat fleksibel. Secara skematis Chopra (1995) menyajikan amplifikasi pada triparti respons spektrum seperti pada Gambar 9.16.b). Tampak jelas pada gambar tersebut, bahwa pada kondisi *equal acceleration* dan *equal displacement*, percepatan dan simpangan massa sama dengan percepatan dan simpangan tanah.

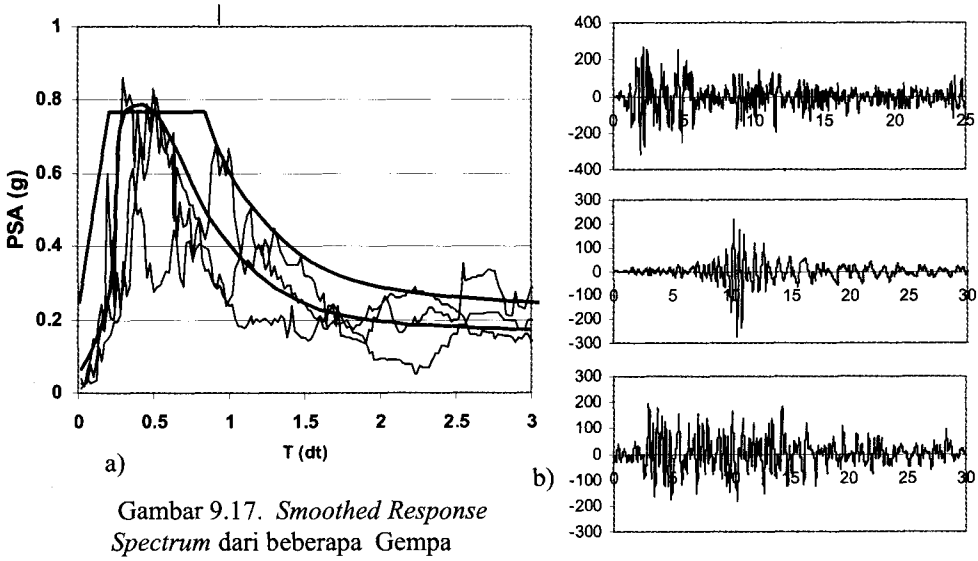
Sesuai dengan penjelasan di atas amplifikasi akselerasi tidak akan terjadi pada struktur dengan periode getar yang sangat kecil (sangat kaku) dengan periode getar T = 0,03 dt,

sebagiamana ditunjukkan oleh titik a pada Gambar 9.16.b). Sebaliknya amplifikasi simpangan juga tidak akan terjadi pada struktur yang sangat fleksibel dengan periode getar T = 33 dt sebagaimana ditunjukkan oleh titik f pada gambar yang sama. Titik b adalah titik belok yaitu titik yang merupakan peralihan dari membesarnya amplifikasi akselerasi sampai pada amplifikasi akselerasi secara konstan. Sedangkan titik e adalah titik belok yang merupakan peralihan dari amplifikasi simpangan secara konstan ke amplifikasi simpangan yang semakin mengecil. Segmen cd adalah amplifikasi kecepatan yang umumnya dianggap konstan.

9.7 Respons Spektrum Untuk Disain

9.7.1 Respons Spektrum Linier Elastik (*Linear Elastic Response Spectrum, LERS*)

Respons-respons spektrum yang disajikan sebelumnya adalah spektrum yang didasarkan atas respons elastik suatu struktur. Respons spektrum elastik tersebut tidak lazim dipakai secara langsung untuk mendisain kebutuhan kekuatan bangunan (*strength demand*) sebagaimana disampaikan pada awal bab ini. Hal ini dilakukan karena para ahli telah sepakat bahwa mempertahankan respons bangunan masih tetap elastik selama periode ulang gempa rencana adalah suatu keputusan yang tidak tepat. Pada kondisi tersebut beban gempa menjadi sangat besar, biaya pembangunan gedung menjadi sangat mahal, walaupun responsnya masih tetap elastik.



Gambar 9.17. *Smoothed Response Spectrum* dari beberapa Gempa

Sebagai contoh adalah Respons Spektrum seperti yang tampak pada Gambar 9.17). Gambar 9.17.a) misalnya adalah Respons Spektrums dari beberapa gempa yang terjadi di suatu wilayah, yang rekaman gempanya seperti ditunjukkan oleh gambar 9.17.b). Respons Spektrum tersebut adalah Respons Spektrum elastik yang asli, sangat fluktuatif. Respons Spektrum tersebut kemudian dibuat rata-rata sehingga menjadi spektrum yang halus (*smoothed spectrum response*) sebagaimana tampak pada gambar. Spektrum rata-rata adalah perwakilan dari banyak spektrum, oleh karena itu kadang-kadang pada periode T tertentu, spektrum rata-rata tersebut tidak dapat menutup secara keseluruhan spektrum yang ada.

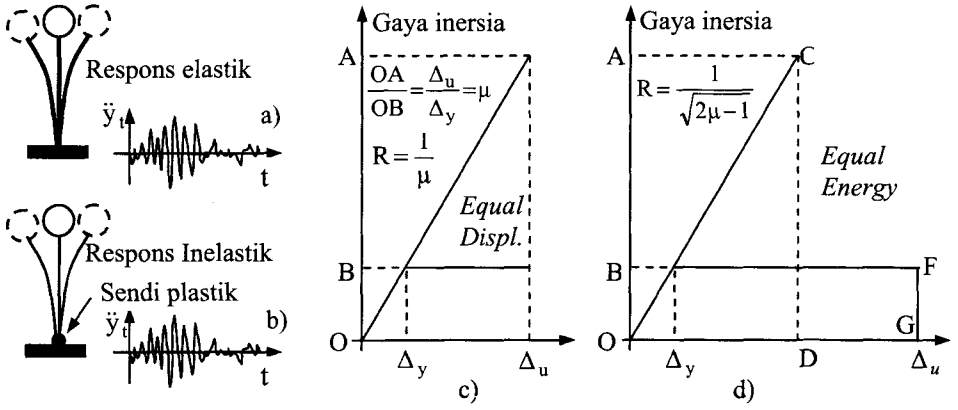
Spektrum rata-rata yang sudah berbangun halus tersebut adalah masih berupa respons elastik (*Elastic Response Spectrum, ERS*). Sebagaimana dijelaskan di depan, bangunan yang

akan dibangun akan menjadi sangat mahal apabila kebutuhan kekuatan bangunan didasarkan atas respons elastik. Respons elastik tersebut kemudian diproses lebih lanjut sehingga menjadi respons spektrum inelastik yang siap dipakai untuk keperluan disain beban. Respons-respons yang dimiliki oleh suatu daerah masih dibedakan menjadi respons spektrum untuk tanah lunak, tanah sedang maupun tanah keras, yang bentuk dan nilai-nilainya dapat berbeda.

9.7.2 Respons Spektrum Inelastik (*Inelastic Design Response Spectrum, IDRS*)

Struktur yang masih berperilaku elastik pada pembebanan gempa sedang maupun gempa yang besar adalah mungkin saja, tetapi hal ini kurang realistis. Gempa sedang sampai besar umumnya mempunyai periode ulang yang sangat lama, mungkin sampai ratusan tahun. Beban rencana untuk bangunan yang bersangkutan harus sangat besar, karena agar masih elastik pada gempa sedang sampai besar. Dengan demikian bangunan akan menjadi mahal, karena ukuran elemen struktur menjadi besar, volume bahan yang dipakai menjadi besar sehingga menjadi mahal. Dengan alasan tersebut, respons spektrum linier elastik perlu diproses sehingga menjadi respons spektrum baru yang dimungkinkan disain beban gempa menjadi relatif lebih kecil. Respons spektrum yang baru tersebut umumnya disebut respons spektrum inelastik (***Inelastic Design Response Spectrum, IDRS)***. Mengapa disebut inelastik, karena beban gempa rencana yang dipakai relatif kecil, sehingga pada gempa yang lebih besar respons bangunan sudah akan plastis atau inelastis. Respons spektrum inelastik akan dipakai pada penentuan beban rencana bangunan dengan prinsip ekivalen statik.

Untuk keperluan disain beban gempa dengan pendekatan Ekivalen Statik, maka respons spektrum yang dipakai adalah umumnya bukan dalam bentuk Triparti, tetapi spektrum akselerasi sebagaimana dibahas sebelumnya. Mengapa spektrum yang paling sering dipakai adalah akselerasi respons spektrum, alasannya adalah bahwa gaya geser yang bekerja pada dasar bangunan (yang diekspesikan pada persamaan 9.12) memerlukan data/nilai akselerasi. Persamaan itu menyatakan bahwa gaya geser dasar adalah fungsi dari koefisien gempa dasar c. yangmana koefisien ini diperoleh dari respons spektrum akselerasi.

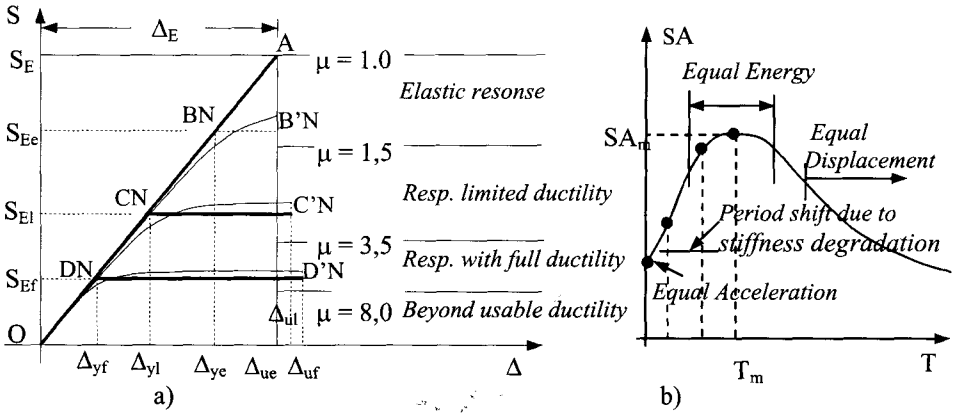


Gambar 9.18 Hubungan antara gaya inersia, simpangan pada respons elastik dan inelastik

Untuk memproses respons spektrum linier elastik (LERS) menjadi respons spektrum untuk disain (IDRS) maka dipakai model bahasan seperti yang disajikan pada Gambar 9.18). Pada Gambar 9.18.a) tampak bahwa struktur yang dibebani oleh beban gempa dapat tetap/ mempunyai respons yang tetap linier elastik, karena ukuran kolomnya sangat besar. Pada

Gambar 9.18.b) ukuran kolom diperkecil, akibatnya pada saat terjadi gempa momen di ujung dasar kolom melampaui batas momen elastik sehingga terjadi sendi plastis. Hubungan antara gaya inersia yang diakibatkan oleh beban gempa dan simpangan massa disajikan pada Gambar 9.18.b) dan Gambar 9.18.d).

Untuk memproses spektrum respons linier elastik menjadi respons spektrum untuk keperluan disain beban, maka dipakai prinsip-prinsip *equal acceleration*, *equal energy* dan *equal displacement* sebagimana ditunjukkan oleh Gambar 9.19.b). Paulay dan Priestley (1992) mengatakan bahwa apabila periode getar struktur T lebih besar daripada periode getar saat spektrum elastik mencapai puncak respons T_m, atau $T > T_m$, maka menurut hasil-hasil penelitian, simpangan maksimum pada respons inelastik kira-kira hampir sama dengan respons elastik . Pada daerah tersebut (T relatif besar, atau struktur relatif fleksibel) kemudian akan berlaku prinsip *equal displacement.* Plot antara gaya inersia lawan simpangan pada prinsip tersebut adalah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 9.18.c).



Gambar 9.19 Daktilitas dan Karakteristik Spektrum (Paulay & Priestley, 1992)

Pada Gambar 9.18.c), OA adalah kuantitas beban yang memungkinkan respons struktur masih linier elastik. Sedangkan OB adalah disain beban pada respons inelastik yangmana OB << OA. Dalam hal ini terjadi pengurangan beban rencana, sehingga ukuran elemen struktur dapat lebih kecil. Apabila elemen didisain sedemikian rupa sehingga daktail, maka apabila terjadi gempa yang relatif besar, elemen yang bersangkutan tidak akan leleh tetapi tidak akan runtuh getas. Pengurangan disain beban dari beban elastik menjadi beban pada kondisi inelastik tersebut umumnya disebut *force reduction factor*, R. Seberapa besar nilai R, maka dipakai prinsip *equal displacement* seperti yang tampak pada Gambar 9.18.c). Pada gambar tersebut dapat diketahui bahwa,

$$\frac{OA}{OB} = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} = \mu$$

$$\frac{OB}{OA} = R = \frac{1}{\mu} \qquad 9.20)$$

dengan μ adalah daktilitas simpangan, Δ_u adalah simpangan ultimit, Δ_y adalah simpangan saat leleh pertama.

Pada struktur yang tidak begitu fleksibel yaitu struktur dengan periode getar $T < T_m$ maka umumnya dipakai prinsip *equal energy*, artinya energi yang masuk/tertampung ke struktur

pada kondisi inelastik sama dengan energi yang masuk pada struktur elastik. Oleh karena itu luas segitiga OCD sama dengan luas OEFG. Secara matematik hubungan tersebut dapat ditulis menjadi,

$$\frac{(OA)(OD)}{2} = \frac{OB.\Delta_y}{2} + (\Delta_u - \Delta_y).OB \text{ , padahal,}$$

$$OD = \frac{OA}{OB}\Delta_y \qquad \text{, sehingga}$$

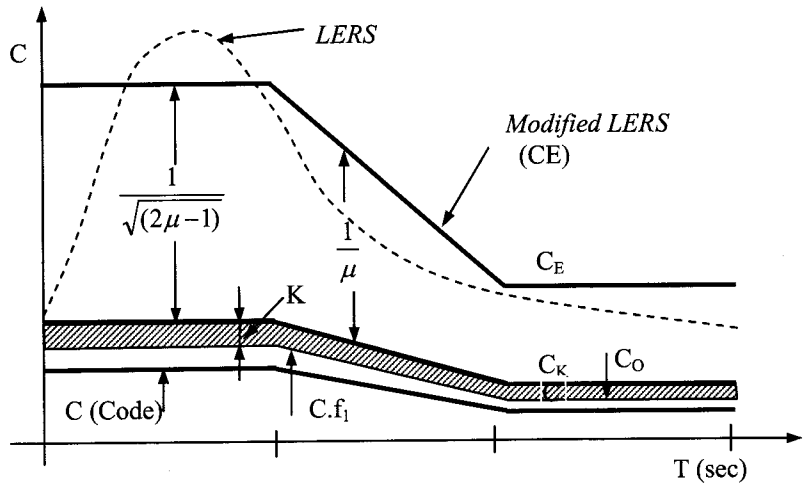
$$\frac{(OA)^2}{OB}\frac{\Delta_y}{2} = OB\left\{\Delta_u - \frac{\Delta_y}{2}\right\}$$

$$\left\{\frac{OA}{OB}\right\}^2 = \left\{\frac{1}{R}\right\}^2 = \left\{2\frac{\Delta_u}{\Delta_y} - 1\right\} = \{2\mu - 1\}$$

maka,

$$R = \frac{1}{\sqrt{(2\mu - 1)}} \qquad 9.21)$$

Apabila nilai daktilitas simpangan struktur μ telah ditetapkan, maka faktor/koefisien reduksi beban R sebagaimana disajikan pada Pers. 9.20) dan pers. 9.21) dapat dihitung. Nilai-nilai tersebut kemudian menjadi koefisien reduksi untuk spektrum linier elastik (Mahin dan Bertero, 1981 : Anonim, 1980)



Gambar 9.22 Modifikasi Respons Spektrum dari LERS ke IDRS

Apabila Respons Spektrum linier elastik disingkat dengan C_E dan Respons Spektrum inelastik disingkat dengan C_K, dan kekuatan *overstrength* adalah C_O maka,

$$C_K = R.\,C_E \qquad 9.22)$$

$$C_O = C.f_1 \qquad 9.23)$$

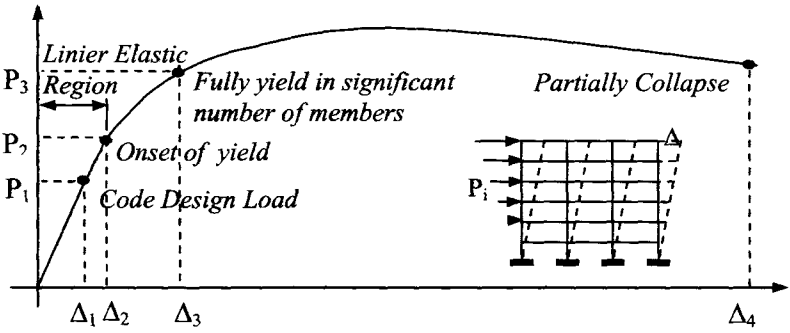
Apabila rasio antara C_K dan C_O adalah K yaitu faktor jenis struktur, maka

$$K = \frac{C_K}{C_O} = \frac{R.C_E}{C.f_1} \qquad 9.24)$$

atau,

$$C = \frac{R.C_E}{K.f_1} \qquad 9.25)$$

yangmana f_1 adalah rasio antara simpangan saat mulai leleh dengan simpangan pada pembebanan beban layan (*service load*), sebagaimana yang tampak pada Gambar 9.22).



Gambar 9.24 Tahap-tahapan penting Hubunagn antara beban dan simpangan

Nilai f_1 sebagaimana tampak pada pers .9.23) menurut Anonim (1978) adalah,

$$f_1 = \frac{\Delta_2}{\Delta_1} \approx 1{,}6 \qquad 9.26)$$

$$f_2 = \frac{\Delta_3}{\Delta_1} \approx 1{,}875\,, \quad f_1.f_2 \geq 3{,}0 \qquad 9.27)$$

Contoh : C1. Suatu struktur yang mempunyai periode getar T = 0,8 dt, maka menurut spektrum akselerasi gempa El Centro, mempunyai nilai spektrum linier elastik C_E = 0,477 g. Apabila nilai K = 1, f_1 = 1,6 dan nilai daktilitas simpangan μ_Δ = 4, maka dengan memakai pers. 9.21)

$$R = \frac{1}{\mu} = \frac{1}{4}$$

$$C = \frac{R.C_E}{K.f_1} = \frac{(1/4).0{,}477}{1.1{,}6} = 0{,}0745$$

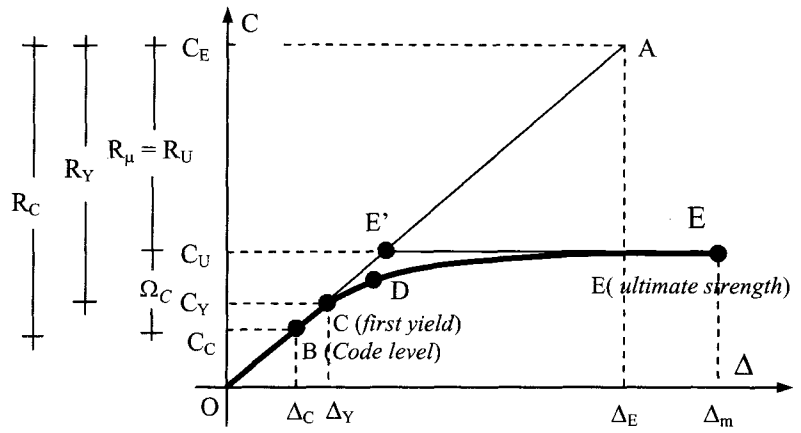
Jadi nilai koefisien gempa dasar pada spektrum C = 0,0745

Setelah koefisien gempa dasar C dapat diketahui, maka gaya geser dasar V yang bekerja pada dasar bangunan menurut Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung (PPTGUIG, 1981) adalah,

$$V = C.I.K.W_t \qquad 9.28)$$

yangmana I adalah faktor keutamaan bangunan, K adalah faktor jenis struktur dan Wt adalah massa bangunan.

Terdapat pendekatan lain yang hampir sama dalam menentukan nilai koefisien gempa dasar C, yaitu prinsip yang dipakai *Uniform Bulding Code* (UBC) sebagaimana disampaikan oleh Uang dan Bertero (1991), Uang (1993).



Gambar 9.25 Hubungan antara koefisien gempa C lawan simpangan Δ (Uang, 1993)

Pendekatan tersebut dapat diketahui melalui hubungan antara koefisien gempa dasar C lawan simpangan seperti tampak pada Gambar 9.25). Pada Gambar 9.25) tersebut, garis OA adalah hubungan antara koefisien gempa dasar C_E lawan simpangan Δ_E pada kondisi respons linier elastik. CSY, CY, Cc berturut-turut adalah koefisien gempa dasar pada kondisi leleh secara signifikan, kondisi pada leleh pertama dan kondisi pada beban layan (*service load*). Uang (1993) langsung menghubungkan antara koefisien gempa dasar pada kondisi elastik C_E dengan koefisien gempa dasar pada beban layan (*Code/serfice load*) C_C, dengan adanya suatu faktor reduksi beban (*force reduction factor*) R_C melalui hubungan,

$$C_C = \frac{C_E}{R_C} \qquad 9.29)$$

Hubungan tersebut sudah memperhitungkan adanya sifat-sifat daktilitas struktur maupun kekuatan lebih (*overstrength*) yang dimiliki oleh struktur. Selanjutnya juga terdapat hubungan,

$$C_Y = \frac{C_E}{R_Y} \qquad 9.30)$$

$$C_U = \frac{C_E}{R_U} \qquad 9.31)$$

yangmana R_Y adalah faktor reduksi kekuatan dari kondisi elastik ke kondisi leleh pertama, dan RU adalah faktor reduksi kekuatan dari kondisi elastik ke kondisi kuat-batas (*ultimate strength*).

Selanjutnya berdasarkan Gambar 9.25) juga terdapat suatu hubungan,

$$R_C = R_\mu . \Omega_C \qquad 9.32)$$

Nilai-nilai R_C, R_Y, R_U dan Ω_C adalah didasarkan atas hasil penelitian, dan kisaran nilai-nilainya di banyak negara telah disepakati oleh para ahli. Peraturan kegempaan tahun 2002, atau pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (TCPKGUBG, 2002) tampaknya mengacu pada prinsip-prinsip tersebut di atas atau prinsip-prinsip pada Gambar 9.25). Selanjutnya gaya geser dasar yang bekerja pada dasar bangunan dihitung dengan cara yang sedikit berbeda yaitu,

$$V = \frac{C_E}{R}.\, I.\, W_t \qquad 9.33)$$

Nilai-nilai R dan I pada pers.9.20), pers.21) dan pers.9.27) tersebut sudah disajikan dalam bentuk tabel pada peraturan-peraturan tersebut. Nilai R pada pers. 9.33) sebenarnya adalah sama dengan nilai R_C seperti yang disajikan pada pers. 9.29).

9.8 Hal-hal yang Berpengaruh Terhadap Bentuk Umum Respons Spektrum

Hu, Wu dan Dong (1996) mengatakan bahwa ada beberapa hal yang akan berpengaruh terhadap karakter/bentuk respons spektrum. Pengaruh-pengaruh tersebut ada yang secara langsung atau tidak langsung. Hal-hal yang akan mempengaruhi respons spektrum diantaranya adalah sebagai berikut ini.

9.8.1 Pengaruh Magnitudo Gempa

Pada saat gempa terjadi maka terdapat sejumlah energi yang dilepaskan, kemudian ditransfer menjadi energi gelombang yang merambat ke segala arah. Sebagaimna dibahas pada bab-bab sebelumnya, pengaruh magnitudo gempa pada percepatan tanah akan bergantung pada jarak dari fokus ke situs (*site*), kedalaman fokus, mekanisme kejadian gempa, jenis tanah/kondisi geologi pada saat gelombang gempa merambat dan jenis tanah dimana gempa direkam

9.8.2 Pengaruh Jarak Episenter

Jarak episenter dan magnitudo gempa merupakan dua hal yang mempunyai pengaruh yang berlawanan. Pada jarak episenter yang pendek, percepatan tanah akibat gempa umumnya masih cukup besar, sangat fluktuatif, mempunyai kandungan frekuensi tinggi, rentang kandungan frekuensi yang sempit, durasi gempa yang relatif pendek. Pada jarak episenter yang jauh maka sifat-sifat rekaman percepatan tanahnya berlawanan, yaitu percepatan tanah sudah relatif kecil, cenderung bersifat harmonik (selama gelombang gempa menjalar, frekuensi tinggi dieliminasi oleh media tanah), kandungan frekuensi medium sampai rendah dan durasi gempa menjadi cukup lama. Dengan kondisi seperti itu maka akan berpengaruh terhadap bentuk/karakter amplifikasi respons spektrum.

Hubungan antara jarak episenter R lawan spektrum faktor amplifikasi didiskusikan oleh Wang dan Law, 1994. Pada gempa-gempa yang mempunyai jarak episenter yang pendek dan pada tanah keras/berbatu (T relatif kecil) faktor amplifikasi nya cenderung lebih kecil daripada gempa jarak jauh. Hal ini terjadi karena gempa dekat cenderung memunyai percepatan tanah yang relatif tinggi, fluktuatif dan tanah berkemungkinan sudah berperilaku non-linier-inelastik dan mempunyai redaman material yang besar. Pada kondisi tersebut respons tanah cenderung lebih kecil karena begitu efektifnya redaman material.

9.8.3 Pengaruh Kondisi Tanah

Banyak peneliti yang mengadakan studi tentang pengaruh kondisi tanah terhadap

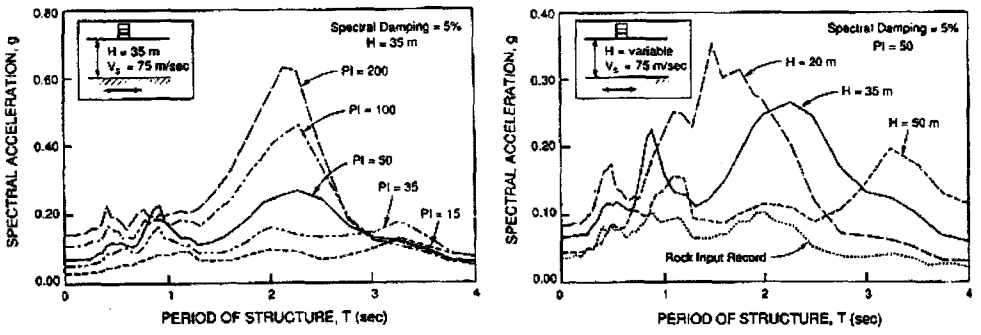
bentuk/karakter respons spektrum. Kondisi tanah yang dimaksud mungkin ketebalan lapisan tanah maupun properti tanah misalnya jenis tanah kekuatan/kepadatan tanah dst-nya. Dua spektrum akselerasi dari dua macam keadaan.

a. Pengaruh Indeks Plastisitas dan Tebal Tanah Endapan

Lapisan tanah yang terletak di atas lapis tanah dasar yang keras dapat dimodel sebagai struktur yang memenuhi prinsip-prinsip analisis dinamika struktur. Vucetic dan Dobry (1991) telah meneliti tentang pengaruh tebal lapisan tanah dan kandungan indeks plastisitas terhadap bentuk **spektra lapis tanah**. Hasil penelitiannya menunjukkan bahwa tanah dengan indeks plastisitas (IP) yang tinggi menyebabkan nilai maksimum spektrum akselerasi yang lebih besar daripada tanah dengan plastisitas rendah.

Hal tersebut di atas terjadi karena tanah yang mempunyai IP tinggi sifat non-linearnya rendah sehingga cenderung bersifat elastik walaupun oleh beban siklik, degradasi kekuatan kecil dan redaman material yang rendah. Oleh karena itu semakin tinggi IP tanah akan semakin tinggi akselerasi massa. Akibatnya amplifikasi percepatan tanah di permukaan terhadap percepatan tanah dasar akan semakin besar. Vucetic dan Dobry (1991) menyajikan spektrum akselerasi sebagai fungsi dari indeks plastisitas. Hasil ini disajikan pada Gambar 9.26.a) .

Efek ketebalan lapis tanah terhadap bentuk spektrum akselerasi disajikan pada Gambar 9.26.b). Terlihat pada gambar tersebut bahwa lapisan tanah yang semakin tebal akan menyebabkan membesarnya periode getar dominan lapisan tanah. Hal ini terjadi karena lapis tanah di atas lapis keras yang semakin tebal akan cenderung semakin fleksibel atau mempunyai kekakuan yang semakin kecil. Kekakuan yang semakin kecil akan mengkibatkan frekuensi sudut ω yang semakin kecil (ingat $\omega = (k/m)^{1/2}$). Frekuensi sudut yang semakin kecil akan mengakibatkan periode getar dominan pada spektrum akselerasi yang semakin besar.



a) variabel indeks Plastisitas b) variabel kedalaman endapan

Gambar 9.26. Pengaruh PI dan kedalaman endapan thd spektrum (Vucetic & Dobry,1991)

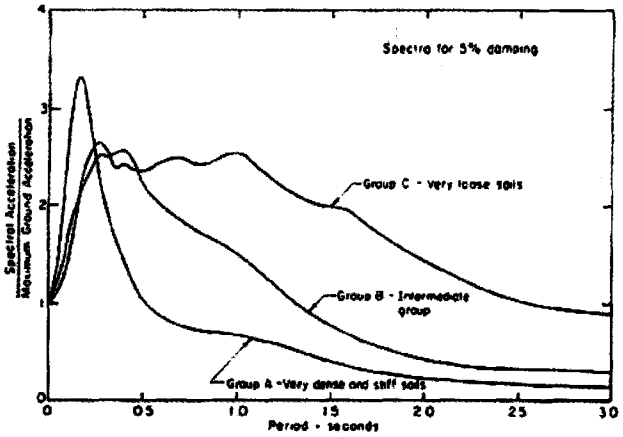
Pada spektrum respons akselerasi pengaruh ketebalan tanah endapan dan indeks plastisitas tanah sangat sering digabungkan untuk menggambarkan kondisi tanah lunak. Dengan demikian akan ada spektrum untuk tanah keras, tanah lunak dan kadang-kadang diantaranya yaitu tanah sedang. Respons Spektrum tanah lunak artinya spektrum yang dihasilkan oleh suatu gempa yang direkam di atas tanah lunak. Hal seperti ini seperti yang

disajikan pada Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (TCPKGUBG, 2002). Dengan mengingat sifat-sifat tersebut di atas maka Respons Spektrum untuk tanah lunak akan lebih besar dari pada spektrum respons untuk tanah keras. Hal seperti ini sudah menjadi pengetahuan umum pada bidang kegempaan.

b. Pengaruh Kondisi Tanah dari Berbagai Penelitian

Efek kondisi tanah terhadap bentuk spektrum (*site dependent spectra*) struktur SDOF telah dibahas secara intensif oleh Hayashi (1971), Seed, Ugas & Lysmer (1976) dan Mohraz (1976) untuk elastik spektra maupun Mirinda (1993) untuk inelastik spektra. Telah diketahui bahwa rekaman percepatan tanah itu sendiri berasosiasi dengan riwayat percepatan tanah yang mempunyai frekuensi tinggi. Apabila terjadi gempa, percepatan tanah yang direkam pada tanah yang keras umumnya mempunyai kandungan frekuensi tinggi. Hal ini terjadi karena media tanah yang keras akan cenderung bergerak secara bersamaan dengan lapis dasar keras (*rigid base*). Hal yang sebaliknya akan terjadi pada tanah yang lunak, yaitu percepatan tanah akibat gempa cenderung mempunyai kandungan frekuensi medium sampai rendah.

Pengaruh lapisan tanah yang berada di atas lapis dasar keras (*base-rock*) relatif tipis maka lapisan tanah relatif kaku atau kekakuan tanah relatif besar karena endapan tanah seakan dikekang oleh tanah keras (*bounded soil*) . Sebaliknya semakin tebal lapisan tanah di atas lapis dasar keras, maka tanah sudah sulit untuk dikekang (*unbounded soil*). Pada kondisi seperti ini kekakuan tanah relatif semakin kecil. *Bounded soil* dan *unbounded soil* akan berpengaruh terhadap kandungan frekuensi rekaman gempa. Kekerasan tanah pada *bounded* dan *unbounded soil* ini juga akan memounyai kemampuan yang berbeda dalam meredam energi gempa.



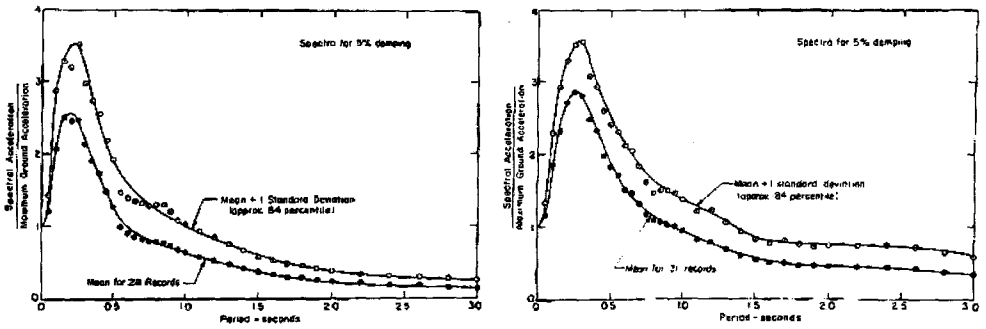
Gambar 9.27. Pengaruh kepadatan tanah terhadap normalisasi spektrum percepatan

Secara teoritik, kemampuan redaman tanah keras akan lebih baik daripada tanah lunak. Ingat bahwa tanah keras bergetar menurut frekuensi tinggi, yaitu getaran yang mempunyai panjang gelombang yang relatif rendah. Hukum fisika mengatakan bahwa daya redam suatu material akan berbanding terbalik dengan panjang gelombang getaran yang merambat pada material itu. Hal itulah yang mengakibatkan tanah keras mempunyai redaman yang lebih besar daripada tanah lunak yang berkemungkinan dapat memodifikasi gelombang frekuensi tinggi menjadi gelombang frekuensi rendah. Disisi lain, suatu material/lapisan tanah yang fleksibel juga tidak dapat bergetar dengan frekuensi tinggi . Apabila kekakuan relatif kecil, maka

periode getar T menjadi besar, akibatnya panjang gelombang getaran menjadi besar. Walaupun daya redam tanah fleksibel sudah relatif kecil, tetapi rendahnya frekuensi getaran pada tanah fleksibel bukan oleh redaman tanah tetapi lebih besar diakibatkan oleh sifat-sifat getaran sebagaimana telah dijelaskan.

Hasil studi Hayashi (1971) sebagaimana disampaikan oleh Seed dkk (1976) disajikan pada Gambar 9.27). Tampak pada Gambar tersebut bahwa bentuk spektrum dipengaruhi secara signifikan oleh kepadatan tanah (tanah pasir). Gempa yang terjadi pada tanah pasir yang sangat padat akan mengakibatkan puncak spektrum yang paling tinggi, terjadi pada periode getar yang relatif kecil dan menurun secara tajam pada periode getar yang semakin besar. Rekaman gempa pada tanah pasir padat/keras cenderung akan memnpunyai kandungan frekuensi (f) tinggi dan puncak spektrumnya akan terjadi pada periode getar T yang kecil (f yang tinggi). Kondisi akan sebaliknya pada gempa yang terjadi pada pasir lepas. Sebagaimana dinyatakan sebelumnya bahwa gempa yang mempunyai frekuensi rendah umumnya mempunyai rentang kandungan frekuensi yang lebar dan hal ini akan berpengaruh terhadap bentuk spektrum.

Hasil yang hampir sama juga disajikan secara komprehensif oleh Seed dkk (1976) yang disajikan pada Gambar 9.28) dan Gambar 9.29). Terdapat kecenderungan bahwa gempa yang terjadi pada tanah keras mempunyai percepatan yang lebih besar dibanding gempa yang terjadi pada tanah lunak. Hasil dari studi dalam bentuk normalisasi spektrum akselerasi tersebut disajikan pada Gambar 9.28.a), dan Gambar 9.28.b).

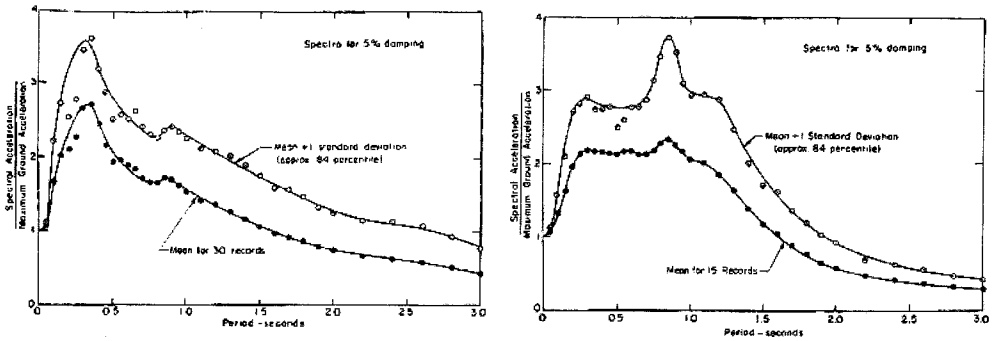


a) b)

Gambar 9.28 Normalisasi Spektrum pada tanah batu (rock) hasil 28 rekaman

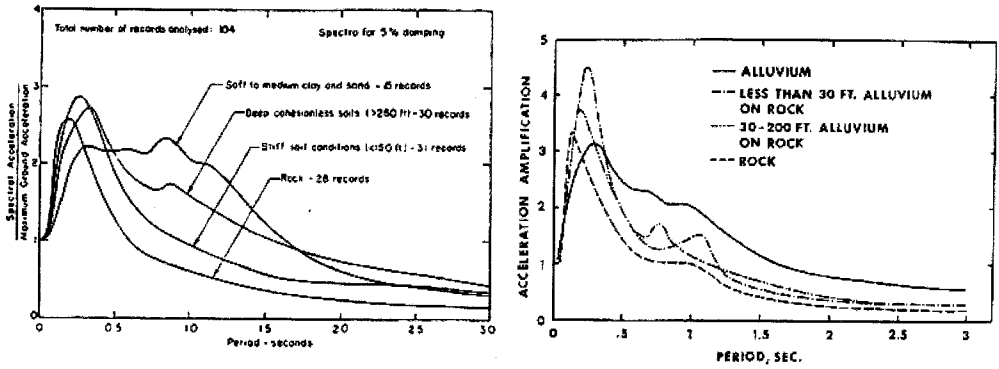
Normalisasi spektrum akselerasi dinyatakan berdasarkan hasil rata-rata dan rata-rata + 1 standar deviasi atas sejumlah gempa pada tiap-tiap kondisi tanah. Membandingkan antara Gambar 9.28) dan Gambar 9.29) tampak jelas bahwa pada lapis tanah yang semakin tebal, puncak normalisasi spektrum cenderung bergeser ke kanan atau bergeser pada periode getar yang semakin besar. Disamping itu juga dapat dikenali bahwa, normalisasi spektrum untuk gempa yang terjadi pada tanah yang lunak/lapis tebal cenderung mempunyai puncak yang melebar (terjadi pada rentang frekuensi yang relatif lebar).

Studi yang dilakukan oleh Mohraz (1976) atas persoalan yang hampir sama disajikan pada Gambar 9.30.b). Antara Gambar 9.30.a) oleh Seed dkk, 1976 dan Gambar 19.30.b) oleh (Mohraz,1976) tampak bahwa secara umum kondisi tanah memang akan berpengaruh secara signifikan terhadap bentuk spektrum. Pada gambar tersebut Mohraz (1976) menyajikan pengaruh kondisi tanah terhadap bentuk spektrum dalam amplifikasi spektrum akselerasi. Amplifikasi spektrum akselerasi yang dimaksud adalah rasio antara akselerasi massa dengan akselerasi percepatan tanah.



a) b)

Gambar 9.29 Normalisasi Spektrum : a) tanah pasir, b) lempung lunak sampai medium



a) b)

Gambar 9.30 Normalisasi Spektrum : a) Seed dkk (1976) b) Mohraz (1976)

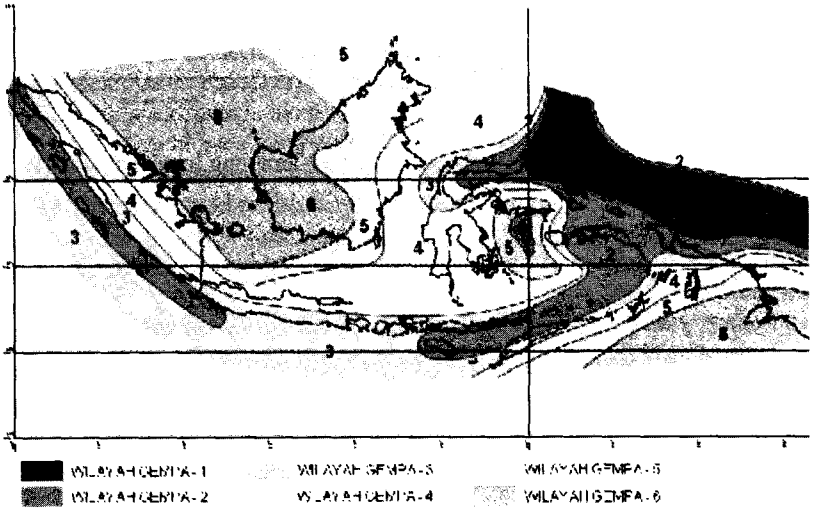
9.9 Respons Spektrums di Indonesia

Rekaman gempa yang terjadi di Indonesia sangat terbatas, baik jumlah keseluruhan, distribusi asal gempa/rekaman, frekuensi kejadian di daerah yang sama ataupun bahkan kualitas rekaman/data. Pada tanggal 26 Desember 2004 terjadi gempa Aceh, tanggal 15 Maret 2005 terjadi gempa Nias dan gempa-gempa susulan yang jumlahnya sangat banyak tetapi kejadian itu tanpa dapat terekam secara baik. Hal itu disadari oleh para ilmuwan bahwa dunia ilmu pengetahuan telah kehilangan kesempatan (*missing opportunity*) untuk mendapatkan data yang sangat berharga dari dua-peristiwa gempa-besar yang terjadi di Indonesia. Selanjutnya *seismograph* lebih banyak dipakai atau berkepentingan dengan bidang geofisika, sedangkan accelerograph (*strong motion recorder*) lebih banyak digunakan untuk kalangan keteknikan (*engineer*), sebagaimana dijelaskan pada Bab V.

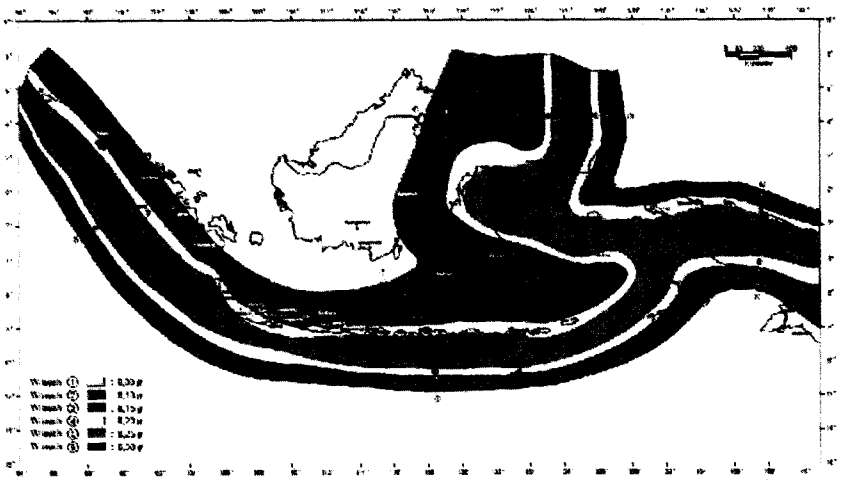
Berdasar atas kondisi tersebut maka dicarilah atau dipakailah rekaman-rekaman gempa di seluruh dunia yang dapat diasumsikan dapat mewakili gempa-gempa di Indonesia. Hal tersebut dilakukan karena dalam kondisi terpaksa, karena data rekaman gempa yang sangat terbatas. Tata cara pemilihan rekaman gempa tentu saja dengan mempertimbangkan mekanisme kejadian gempa (*source mechanism*), keaktifan gerakan plat tektonik, kondisi geologi serta kondisi tanah setempat. Hal seperti ini sudah didiskusikan/disinggung di bab-bab sebelumnya.

9.9.1 Evolusi Pedoman Perencanaan Beban Gempa

Singkat cerita, dengan mengambil beberapa kebijakan akhirnya Indonesia mempunyai peta wilayah gempa berikut Respons Spektrumnya, sebagaimana disajikan pada Peraturan Terencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung (PPTGIUG, 1981) sebagaimana disajikan pada Gambar 9.31 (Irsyam dkk, 2010). Tahun 2002 PPTGIUG 1981 tersebut diganti dengan Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (TCPKGUBG) dengan peta Wilayah Gempa seperti disajikan pada Gambar 9.32 (Irsyam dkk. 2010).



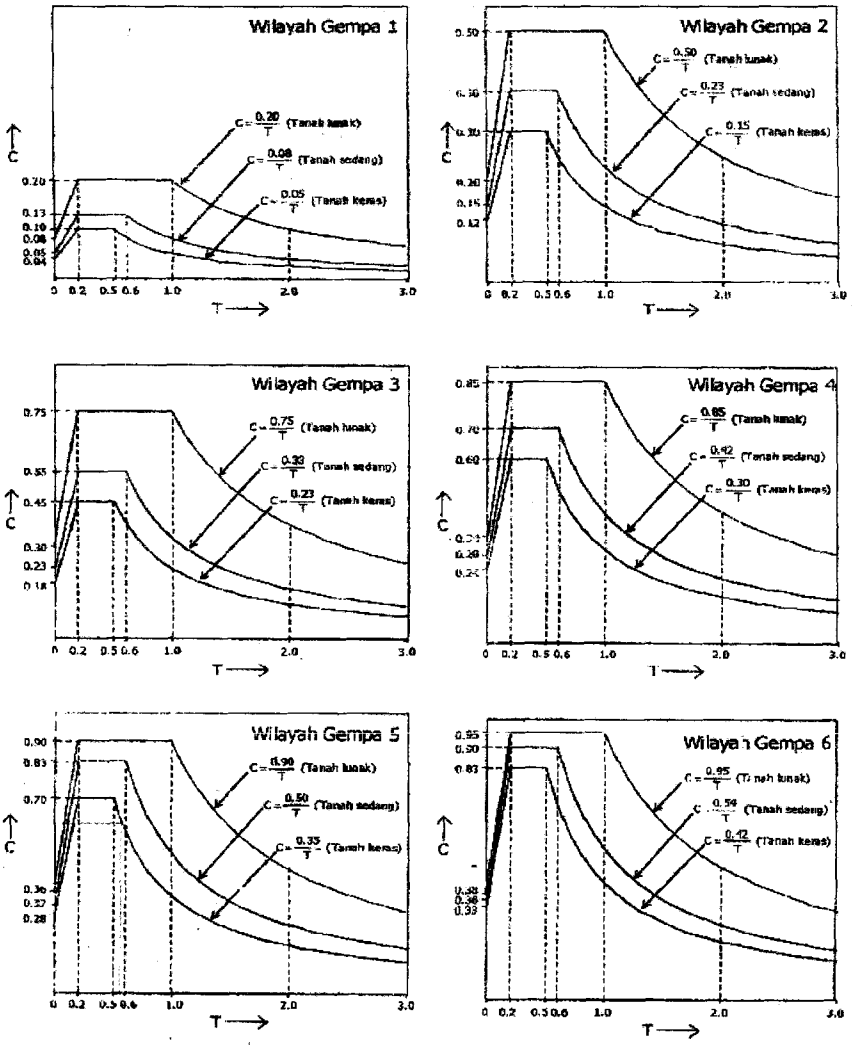
Gambar 9.31. Wilayah gempa menurut PPTGIUG, 1981 (Irsyam dkk, 2011)



Gambar 9.32. Wilayah gempa menurut PPTGIUG, 1981 (Irsyam dkk, 2011)

Pada PPTGIUG 1981, Indonesia di kelompokkan menjadi 6-Wilayah gempa, Wilayah Gempa-1 merupakan wilayah gempa tertinggi dan sebaliknya. Pada TCPKGUBG 2002, wilayah Indonesia dikelompokkan menjadi 6-Wilayah Gempa dengan Wilayah Gempa-6 merupakan aktivitas/intensitas gempa terbesar sementara Wilayah Gempa-1 adalah

sebaliknya. Respons Spektrum pada TCPKGUBG 2002 mencakup tanah keras, sedang dan lunak seperti yang tampak pada Gambar 9.33).



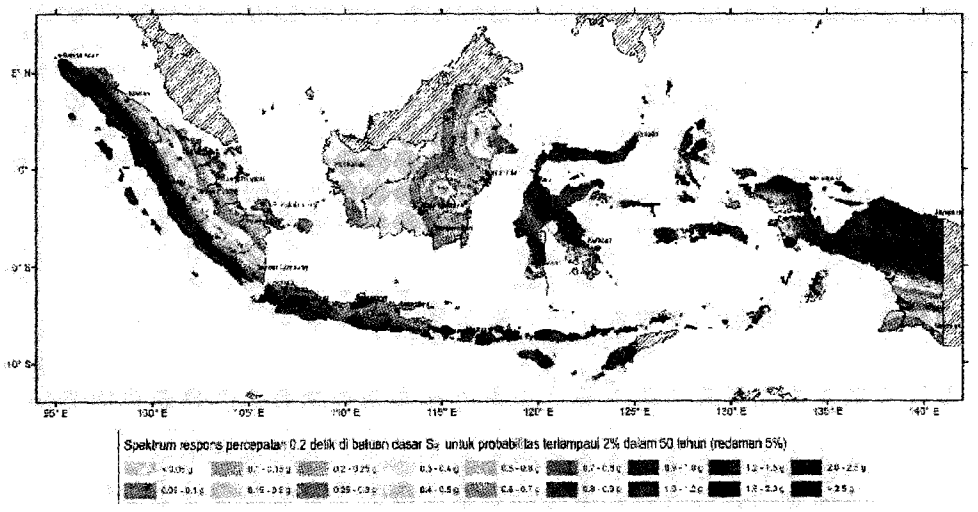
Gambar 2 Respons spektrum gempa rencana

21 dari 85

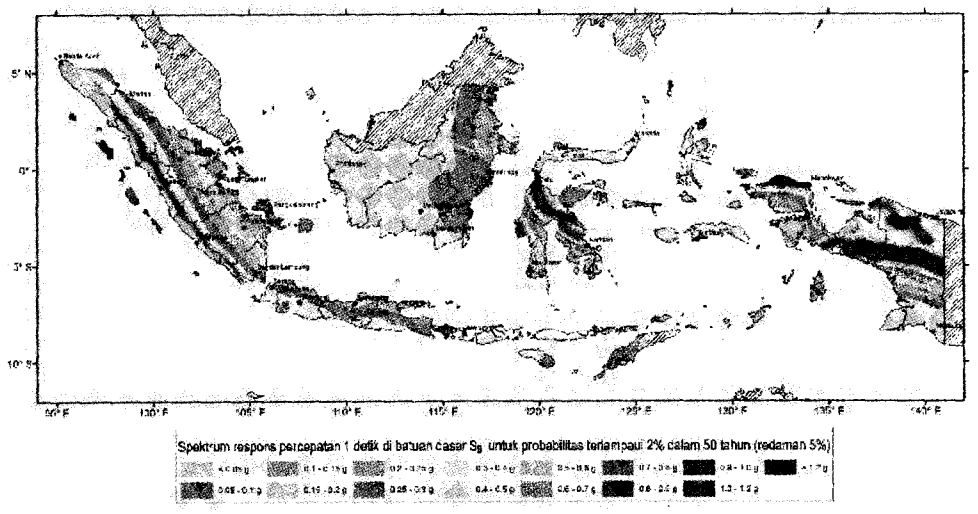
Gambar 9.33 Respons Spektrum di masing-masing wilayah gempa di TCPKGUBG (2002)

9.9.2 Standard Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung dan Non Gedung (2010)

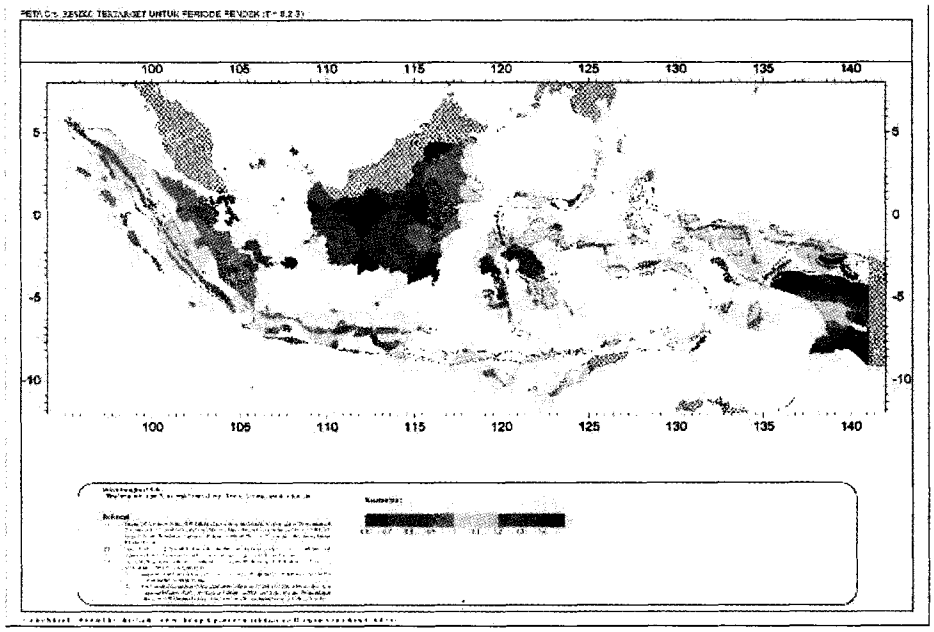
Pada akhir tahun 2010, TCPKGUBG (2002) direvisi kembali menjadi Standar Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Struktur Bangunan Gedung (SPKGUBG&NG). Pada standar yang baru tersebut, beberapa hal mengacu pada SNI-2002, UBC-97, IBC-2009, ASCE 7-10 (Irsyam, 2010).



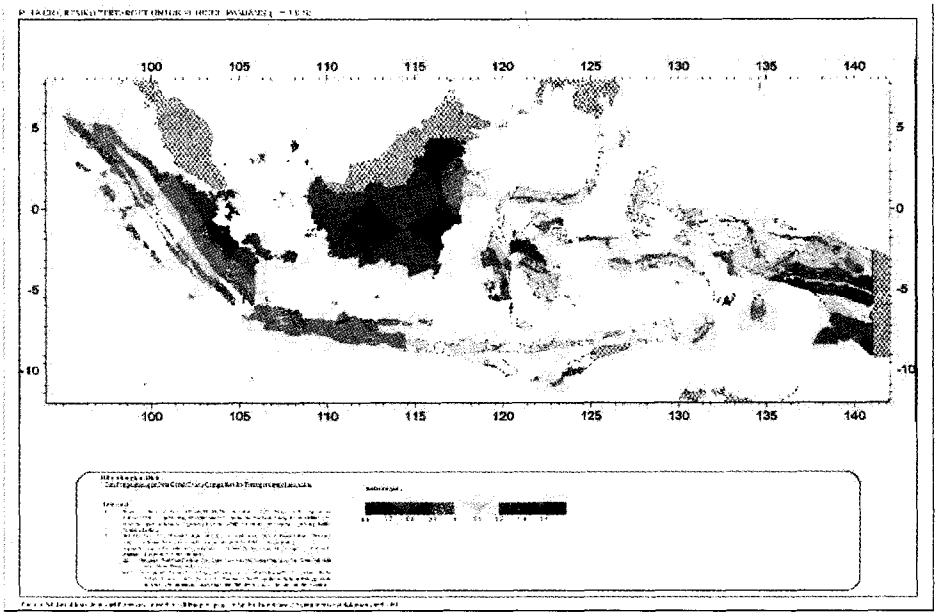
Gambar 9.34 Peta respons spektrum percepatan gempa MCE_R (T = 0,2 dt), redaman 5 %, tanah SB, probabilitas terlampaui 2 % dalam 50 th (Irsyam dkk,2010)



Gambar 9.35 Peta respons spektrum percepatan gempa MCE_R (T = 1,0 dt), redaman 5 %, tanah SB, probabilitas terlampaui 2 % dalam 50 th (Irsyam dkk, 2010)



Gambar 9.36. C_{RS}, Koefisien risiko terpetakan, perioda respons spektral 0,2 detik.



Gambar 9.37. C_{RS1}, Koefisien risiko terpetakan, perioda respons spektral 1,0 detik.

Gambar 9.34) dan Gambar 9.35) adalah peta respons spektrum yang akan dipakai untuk membuat respons spektrum disain. Untuk itu maka perlu diketahui terlebih dahulu

klasifikasi tanah seperti yang disajikan pada Tabel 9.1).

Tabel 9.1. Klasifikasi situs (Irsyam dkk,2010)

Kelas situs	$\overline{V}_s$ (m/dt)	$\overline{N}$	$\overline{s}_u$ (kPa)
SA (batuan Keras)	≥ 1500	N/A	N/A
SB (batuan)	750 sampai 1500	N/A	N/A
SC (tanah keras, sangat padat dan batuan lunak)	350 sampai 750	>50	≥ 100
SD (tanah sedang)	175 sampai 350	15 sampai 50	50 sampai 100
SE (tanah lunak)	< 175	<15	< 50
	Atau setiap profil lapisan tanah dengan ketebalan lebih dari 3 m dengan karateristik sebagai berikut : 1. Indeks plastisitas, PI > 20, 2. Kadar air (w) ≥ 40 persen, dan 3. Kuat geser tak terdrainase $\overline{s}_u$ < 25 kPa		
SF(tanah khusus yang mem-butuhkan investigasi geoteknik spesifik dan analisis respons spesifik situs yang mengikuti Pasal 6.9.1)	Setiap profil lapisan tanah yang memiliki salah satu atau lebih dari karakteristik berikut : - Rawan dan berpotensi gagal atau runtuh akibat beban gempa seperti mudah likuifaksi, lempung sangat sensitif, tanah tersementasi lemah. - Lempung sangat organik dan atau gambut (ketebalan > 3m) - Lempung berplastisitas sangat tinggi (ketebalan H > 7.5m dengan indeks plastisitas PI > 75) - Lapisan lempung lunak/medium kaku dengan ketebalan H > 35m dengan s_u < 50 kPa		

Tabel 9.2 Faktor amplifikasi untuk periode pendek (Fa).

Klasifikasi *Site*	**S_S**				
	Ss ≤ 0.25	Ss = 0.5	Ss= 0.75	Ss = 1.0	Ss ≥ 1.25
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.2	1.2	1.1	1.0	1.0
Tanah Sedang (S_D)	1.6	1.4	1.2	1.1	1.0
Tanah Lunak (S_E)	2.5	1.7	1.2	0.9	0.9
Tanah Khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Parameter Respons Spektrum percepatan pada periode pendek S_{MS} dihitung dengan,

$$S_{MS} = F_a . S_S \qquad 9.34)$$

S_S adalah parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R terpetakan untuk periode 0,2 dt di batuan dasar (S_B) dengan probabilitas terlampaui sebesar 2% selama 50 th (Gambar 9.34). Fa adalah koefisien/faktor amplifikasi pada periode 0,2 dt (Tabel 9.2).

Sementara itu parameter respons spektrum percepatan pada periode panjang S_{M1} (T = 1 dt) dihitung dengan,

$$S_{M1} = F_a . S_1 \quad 9.35)$$

S_1 adalah parameter respons spektral percepatan gempa MCE_R untuk periode 1,0 dt di batuan dasar (S_B) dengan probabilitas terlampaui sebesar 2% selama 50 th (Gambar 9.35).

Tabel 9.3 Faktor amplifikasi untuk periode 1 detik (Fv).

Klasifikasi *Site*	**S_1**				
	$S_1 \leq 0.1$	$S_1 = 0.2$	$S_1 = 0.3$	$S_1 = 0.4$	$S_1 \geq 0.5$
Batuan Keras (S_A)	0.8	0.8	0.8	0.8	0.8
Batuan (S_B)	1.0	1.0	1.0	1.0	1.0
Tanah Sangat Padat dan Batuan Lunak (S_C)	1.7	1.6	1.5	1.4	1.3
Tanah Sedang (S_D)	2.4	2.0	1.8	1.6	1.5
Tanah Lunak (S_E)	3.5	3.2	2.8	2.4	2.4
Tanah Khusus (S_F)	SS	SS	SS	SS	SS

Keterangan: SS adalah lokasi yang memerlukan investigasi geoteknik dan analisis respons *site* spesifik

Sementara itu F_v adalah koefisien/faktor amplifikasi pada periode 1,0 dt (Tabel 9.3). Selanjutnya, parameter respons spektrum dapat diperoleh dengan,

$$S_{DS} = \frac{2}{3} S_{MS} \quad 9.36)$$

$$S_{D1} = \frac{2}{3} S_{M1} \quad 9.37)$$

S_{DS} adalah parameter Respons Spektrum percepatan disain unutuk periode 0,2 dt sedangkan S_{D1} adalah parameter Respons Spektrum percepatan disain untuk periode 1,0 dt. Nilai-nilai S_{DS} dan S_{D1} tersebut berturut-turut masih harus dikalikan dengan nilai C_{RS} dan C_{RS1} sebagaimana disajikan pada Gambar 9.36 dan Gambar 9.37).

9.9.3 Respons Spektrum Disain

Nilai-nilai S_{DS} dan S_{D1} sebagaimana disajikan pada pers.9.33) dan pers.9.34) adalah parameter respons spektral percepatan untuk periode pendek T = 0,2 dt dan periode panjang T = 1 dt. Selanjutnya perlu dibuat respons spektrum disain yang akan dipakai untuk menentukan gaya geser dasar ekivalen statik dengan bentuk umum seperti Gambar 9.38).

Respons Spektrums percepatan untuk T < To dihitung melalui,

$$S_a = S_{DS}\left(0{,}4 + 0{,}6\frac{T}{T_o}\right) \quad 9.38)$$

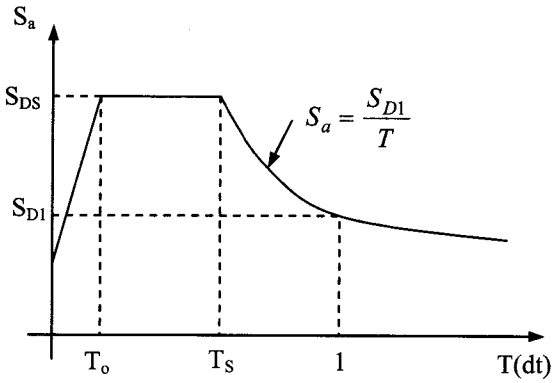
Sedangkan untuk $T_o < T < T_s$ maka Respons Spektrum percepatan $S_a = S_{DS}$, dan untuk $T > T_s$ maka Respons Spektrum percepatan Sa dihitung dengan,

$$S_a = \frac{S_{D1}}{T} \qquad 9.39)$$

Sementara itu nilai-nilai T_o dan T_s adalah,

$$T_o = 0{,}20\frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad 9.40)$$

$$T_S = \frac{S_{D1}}{S_{DS}} \qquad 9.41)$$



Gambar 9.38. Bentuk umum respons spektrum disain

Contoh Aplikasi : Suatu bangunan gedung untuk Rumah Sakit 8-tingkat dengan tinggi 32 meter akan dibangun di kota Padang. Akan dibuat respons spektrum disain baik untuk tanah keras, tanah sedang dan tanah lunak.

1. Dengan memakai peta parameter respons spektral gempa MCER untuk periode pendek dan panjang sebagaimana disajikan pada Gambar 9.34) dan Gambar 9.35) maka,

   $S_S = 1,35$ dan $S_1 = 0,55$

2. Dengan menggunakan Tabel 9.2) dan Tabel 9.3) maka
   a. Faktor amplifikasi periode pendek T = 0,2 dt,
      Fa = 1 untuk tanah keras, Fa = 1 untuk tanah sedang dan Fa = 0,9 untuk tanah lunak
   b. Faktor amplifikasi periode panjang T = 1 dt
      Fv = 1,3; Fa = 1,5 dan Fv = 2,4 berturut-turut untuk tanah keras, sedang dan lunak

4. Parameter Respons Spektrum percepatan
   $S_{MS} = S_S . Fa = 1,35(1) = 1,35$ (tanah keras)
   $S_{MS} = S_S . Fa = 1,35(1) = 1,35$ (tanah sedang)
   $S_{MS} = S_S . Fa = 1,35(0,9) = 1,125$ (tanah lunak)
   $S_{M1} = S_1 . Fv = 0,55(1,3) = 0,715$ (tanah keras)
   $S_{M1} = S_1 . Fv = 0,55(1,5) = 0,825$ (tanah sedang)
   $S_{M1} = S_1 . Fv = 0,55(2,4) = 1,320$ (tanah lunak)

5. Parameter Percepatan Spektral Disain
   $S_{DS} = (2/3).S_{MS} = (2/3).1,35 = 0,90$ (tanah keras)

$S_{DS} = (2/3).S_{MS} = (2/3).1,35 = 0,90$ (tanah sedang)
$S_{DS} = (2/3)S_{MS} = (2/3).1,125 = 0,81$ (tanah lunak)
$S_{D1} = (2/3).S_{M1} = (2/3).0,715 = 0,477$ (tanah keras)
$S_{D1} = (2/3).S_{M1} = (2/3).0,825 = 0,550$ (tanah sedang)
$S_{D1} = (2/3)S_{M1} = (2/3).1,320 = 0,880$ (tanah lunak)

6. Pengaruh Koefisien Resiko C_{RS} dan C_{RS1}
$S_{DSr} = S_{DS}.C_{RS} = 0,90.(1,1) = 0,99$ (tanah keras)
$S_{DSr} = S_{DS}.C_{RS} = 0,90.(1,1) = 0,99$ (tanah sedang)
$S_{DSr} = S_{DS}.C_{RS} = 0,81.(1,1) = 0,891$ (tanah lunak)
$S_{D1r} = S_{D1}.C_{RS1} = 0,477.(1,05) = 0,50$ (tanah keras)
$S_{D1r} = S_{D1}.C_{RS1} = 0,55.(1.05) = 0,5775$ (tanah sedang)
$S_{D1r} = S_{D1}.C_{RS1} = 0,880.(1,05) = 0,924$ (tanah lunak)

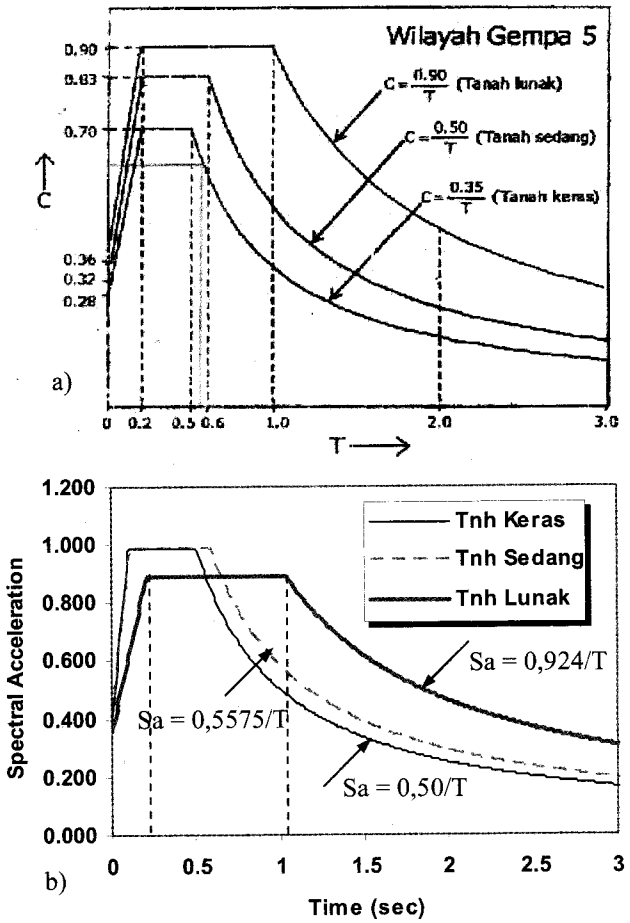
7. Respons Spektrums Disain
$To = 0,20(S_{D1r}/S_{DSr}) = 0,20.(0,5/0,99) = 0,101$ dt (tanah keras)
$To = 0,20(S_{D1r}/S_{DSr}) = 0,20.(0,5775/0,99) = 0,116$ dt (tanah sedang)
$To = 0,20(S_{D1r}/S_{DSr}) = 0,20.(0.924/0,891) = 0,207$ dt (tanah lunak
$Ts = S_{D1r}/S_{DSr}) = (0,5/0,99) = 0,505$ dt (tanah keras)
$Ts = (S_{D1r}/S_{DSr}) = (0,5775/0,99) = 0,583$ dt (tanah sedang)
$Ts = (S_{D1r}/S_{DSr}) = (0.924/0,891) = 1,04$ dt (tanah lunak)

Untuk dapat menggambar respons spektrum maka nilai-nilai Sa dihitung berdasarkan pers.9.35) dan pers.9.36). Hasilnya kemudian disajikan seperti yang tampak pada Gambar 9.39.b). Hasil tersebut kemudian dibandingkan dengan Respons Spektrums yang lama menurut TCPKGUBG (2002) untuk kota Padang seperti yang disajikan pada Gambar 9.39.a). Pada gambar tersebut tampak bahwa puncak spektrum respons yang baru untuk tanah keras dan lunak lebih tinggi daripada yang lama. Namun demikian puncak Respons Spektrum yang baru untuk tanah lunak justru lebih kecil daripada puncak Respons Spektrum yang lama. Hasil tersebut sesuai dengan Gambar 6.3) bahwa untuk level percepatan tanah yang besar, percepatan tanah maksimum untuk tanah lunak selalu lebih kecil daripada tanah keras. Hal ini terjadi karena percepatan tanah yang tinggi berasosiasi dengan jarak dekat yang medium batuannya bergetar dengan frekuensi tinggi. *Vibration modes* untuk tanah lunak adalah *low frequency* bukan *high frequency*, sehingga percepatan tanah maksimum untuk tanah lunak lebih kecil daripada tanah keras. Hal sebaliknya akan terjadi pada jarak yang jauh sebagaimana disajikan pada Gambar 8.7).

Hasil puncak spektum respons untuk tanah lunak lebih kecil daripada Respons Spektrum untuk tanah keras spertinya adalah "tidak biasa". Secara matematis hal ini dimulai dari Tabel 9.2, bahwa untuk nilai Ss > 1 g maka nilai Fa untuk tanah lunak justru lebih kecil daripada tanah sedang dan tanah keras sekalipun. Hal ini terjadi dengan alasan-alasan sebagaimana disampaikan di atas. Hal ini baru akan terjadi pada tempat-tempat dengan percepatan tanah yang relatif tinggi.

Namun demikian sebagaimana tampak pada Gambar 9.39.b) bahwa nilai periode getar yang relatif tinggi yaitu T > 0,50 dt, maka nilai sepktrum respons untuk tanah lunak tetap lebih besar daripada tanah sedang ataupun tanah keras. Hasil seperti ini sesuai dengan prinsip-prinsip dasar *site effects* sebagaimana dibahas sebelumnya.

Setelah respons spektrum dibuat maka untuk keperluan disain bangunan gedung tahan gempa maka menurut RSNI 03-1726, 2010 perlu diketahui beberapa ketentuan yaitu hubungan antara parameter percepatan S_{DS}, S_{D1}, S_1 dengan Kategori Disain Seismik dan Kategori Resiko sebagaimana disajikan pada Tabel 9.4.



Gambar 9.39. Respons Spektrum : a) yang lama dan b) yang baru untuk kota Padang.

Tabel 9.4. Hubungan parameter percepatan dengan Kategori Seismik & Kategori Resiko

Tipe Struktur (Beton)	Kategori Disain Seismik	Kategori resiko			Kategori Resiko
		I	II	III	IV
		I_e = 1,0	I_e = 1,0	I = 1.25	I_e = 1,50
SRPMB, SRPMM, SRPMK	A	$S_{DS} < 0,167$			$S_{DS} < 0,167$
		$S_{D1} < 0,067$			$S_{D1} < 0,067$
	B	$0,167 < S_{DS} < 0,33$			
		$0,067 < S_{D1} < 0,133$			
	C	$0,330 < S_{DS} < 0,50$			$0,167 < SDS < 0,333$
		$0,133 < S_{D1} < 0,20$			$0,067 < SD1 < 0,133$
	D	$0,50 < S_{DS}$			$0,333 < S_{DS}$
		$0,133 < S_{D1}$			$0,133 < S_{D1}$
	E	$0,75 < S_1$			
	F				$0,75 < S_1$

Bab X
Filosofi & Desain Bangunan Gedung Tahan Gempa

10.1. Pendahuluan

Tidak dapat dipungkiri bahwa bencana alam gempa bumi sering terjadi di Indonesia. Gempa-gempa tersebut mulai dari skala Richter yang relatif kecil (*small*), sedang (*moderate*), kuat (*strong*) dan bahkan gempa besar (*great*). Gempa-gempa kecil umumnya sering terjadi, dapat dirasakan orang secara jelas dan tidak menimbulkan kerusakan (Intensitas gempa $I_{mm} < V$). Gempa sedang umumnya terjadi hanya kadang-kadang, dan gempa ini berkemungkinan menimbulkan kerusakan ringan. Gempa kuat umumnya relatif jarang terjadi, tetapi kalau terjadi dapat mengakibatkan kerusakan minor maupun kerusakan major. Gempa Bengkulu (2002) dengan $M_L = 7,2$, gempa Nabire (2004) adalah salah satu contoh gempa kuat yang merusakkan baik struktur bangunan non-teknis maupun struktur bangunan teknis. Sedangkan gempa besar adalah gempa yang sangat jarang terjadi, tetapi kalau terjadi tidak ada bangunan yang kuat menahan gaya gempa tersebut. Sebagai contoh adalah gempa Aceh 26 Desember 2004 dengan $M_W = 9,3$ dan gempa Mentawai 18 Maret 2005 dengan $M_W = 8,3$. Telah terbukti pada kedua gempa tersebut bahwa banyak bangunan rusak, roboh/runtuh walaupun pada jarak episenter yang sudah sangat jauh.

Secara awam kemudian akan timbul pertanyaan apakah suatu struktur bangunan harus didesain untuk dapat menahan gempa besar (*great*) yang periode ulangnya dapat 500, 1000 tahun selama umur rencana bangunan teknis standar hanya berkisar antara 50 – 100 tahun ?. Kalau demikian maka biaya pembangunan akan sangat mahal karena harus menahan gaya gempa yang sangat besar. Pertanyaan ke-dua adalah apakah bangunan harus sangat kuat dan tidak sama sekali boleh rusak kalau ada gempa kuat ataupun gempa besar ?. Atau pada kondisi ke-tiga yaitu apakah boleh bangunan sangat rentan akibat beban gempa karena kekuatannya sangat terbatas ?, namun apakah hal ini tidak sangat merepotkan. Para ahli memerlukan waktu yang relatif lama seiring dengan diperlukannya pengalaman di dalam merangcang bangunan yang relatif terjangkau dan aman terhadap beban gempa.

10.2 Bangunan Tahan Gempa (*Earthquake Resistan Design of Building*)

Apabila kembali ke pertanyaan-pertanyaan di atas, maka kondisi bangunan pada pertanyaan ke-dua adalah bangunannya sangat kuat, sangat aman tetapi pembiayaannya sangat mahal. Bangunan yang sangat kuat seperti ini dimaksudkan agar bangunan masih dalam kondisi elastik saat ada gempa sangat besar, sehingga bangunanya tidak apa-apa. Bangunan seperti itu dimaksudkan sebagai *earthquake proof building* yaitu bangunan yang betul-betul dapat melawan gempa. Bangunan seperti ini secara umum tidak diinginkan kerena begitu mahalnya biaya pembangunan.

Selanjutnya kondisi bangunan pada pertanyaan ke-tiga adalah bangunan yang sangat lemah, relatif murah tetapi selalu rusak kalau terjadi gempa sehingga diperlukan berkali-

kali membangun kembali yang akhirnya juga menjadi mahal. Bangunan seperti itu adalah *fragile building*, karena kekuatan bangun demikian kecil. Disamping membangun berkali-kali akan menjadi mahal, maka bangunan yang rusak/runtuh juga akan sangat membahayakan penghuninya. Bangunan seperti ini juga tidak diinginkan.

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada Bab ini sudah berada pada bahasan *Earthquake Resistant Structures* yang akan memberikan pengetahuan dasar tentang respons spektrum, baik jenis, tata-cara pembuatan dan perkembangan.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis		1.Response Spectrum	
2.Seismic Sources		2. ERD Philosophy	√
3.EQ Magn. & Recurrence		3.Building Configuration	
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects		5.Earthquake Induced Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (Liquefaction)	

Dengan ilustrasi 2-kondisi ekstrim tersebut dapatlah dimengerti bahwa bangunan yang dibangun hendaknya berada diantara kedua kondisi tersebut. Para ahli kemudian memutuskan bahwa bangunan yang dibangun harus relatif kuat menahan beban gempa tetapi biaya pembangunannya tidak terlalu mahal. Prinsip ini nanti akan bermuara pada bangunan yang relatif aman tetapi ekonomis. Bangunan seperti itu kemudian populer disebut *earthquake resistant building*, yaitu bangunan yang relatif kuat terhadap bahaya gempa tetapi pembangunannya relatif tidak mahal.

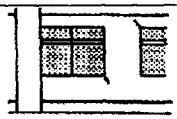
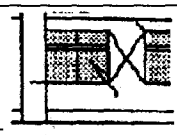
10.3 Level-level dan Deskripsi Kerusakan Bangunan akibat Gempa

Sebagaimana dikatakan sebelumnya kerusakan bangunan baik yang terjadi akibat gempa sedang sampai gempa besar dapat bervariasi mulai dari kerusakan ringan sampai bangunan bebar-benar runtuh. Untuk memudahkannya, kerusakan bangunan gedung kemudian dibuat kategorisasi berdasarkan tingkat kerusakan yang terjadi. Walaupun kategorisasi ini belum tentu disepakati oleh semua fihak, namun demikian adanya klasifikasi kerusakan tersebut dapat dipakai untuk justifikasi dalam mengambil kesimpulan. Menurut Suzuki (1971) berdasar pada gempa Tokachi-Oki (1968), kerusakan bangunan dapat dikategorikan menjadi seperti pada Tabel 10.1.

Tabel 10.1 Level dan deskripsi kerusakan.

No.	*Type of Failure*	*Symbols*	*Degree of Damage*	*Description*
1	*Undamaged*	BO	*Undamaged*	*Undamaaged*
2	*Bending Failure*	B-I	*Light/minor*	*Cracking stage, hair crack was observed*
		B-II	*Medium*	*Yield stage , tensile reinforcement yield or compression concrete was crushed*
		B-III	*Major/ Severe*	*Ultimate stage : concrere was crushed completely and reinforcement were exposed.*

Tabel 10.2 Level2 Kerusakan Kolom/Dinding Geser (AIJ)

Dmg Rank	*Degree of Damage*	*Description of Damage*	*Sketch*
1	*Light*	*Very light or no damaged to columns and shear walls*	
2	*Minor*	*Light damage on columns and walls, shear cracks on RC and non-structural walls*	
3	*Medium*	*Shear or flexural craks on columns, appreciable damage on non-structural walls*	
4	*Major/ Severe*	*Reinforcement exposed and buckled in column reinforcement, large shear cracks in shear walls*	
5	*Partially Collapse*	*Significant damage on columns and shear walls, part of the building collapse*	
6	*Totally Collapse*	*Totally damage on columns and walls, the entire building collapse*	

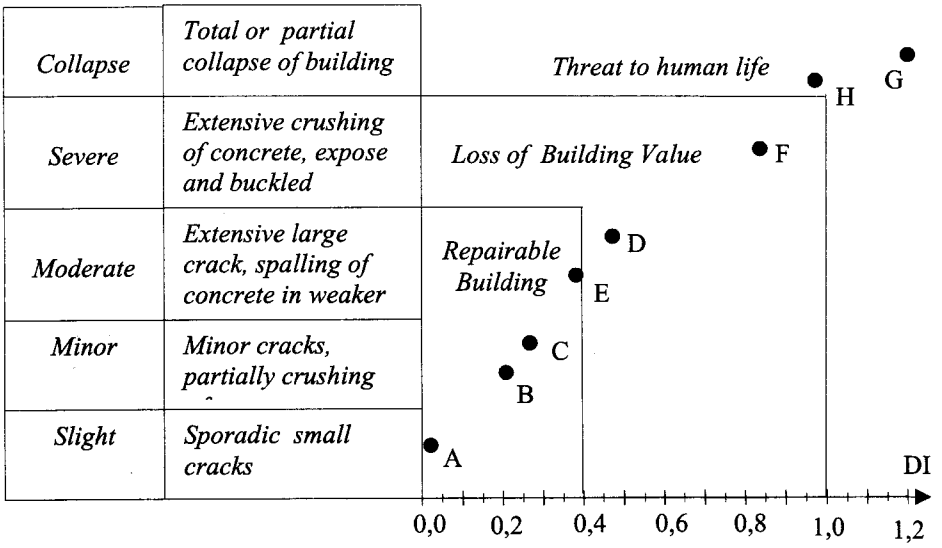
Sedangkan menurut *Architectural Institute of Japan* yang diterbitkan oleh *Department of Architecture, Faculty of Engineering, University of Tokyo* (1987) kerusakan bangunan dapat dikategorikan menjadi 6-kelompok seperti yang tampak pada Tabel 10.2. Kerusakan tersebut berdasarkan observasi kerusakan bangunan pada gempa Miyagi-Ken Oki (1978).

Pada peristiwa yang lain Wen dkk (1988) membahas tentang analisis kerusakan struktur yang arti kualitatif kerusakan kemudian dibawa menjadi arti kuantitatif yaitu

menjadi istilah indeks kerusakan. Analisis kerusakan dengan memakai konsep formulasi indeks kerusakan menurut Pak and dan Ang (1985) dan Wen dkk (1998) kemudian dipakai untuk mengkalibrasi kerusakan bangunan riil akibat gempa San Frernando (1971) dan gempa Miyagiken-Oki (1978). Hasil observasi kerusakan dan berikut nilai-nilai indeks kerusakannnya adalah seperti yang tampak pada Tabel 10.3 dan Gambar 10.1

Tabel 10.3 Kerusakan bangunan dan indeks kerusakan (Wen dkk, 1998)

No	Nama Gedung	Ting kat	Damage Observed	Damage Index (DI)	Keterangan
A	Fukushi Kaikan Build	2	Very Minor	0,02	
B	Saigo Scholl	2	Minor	0,22	
C	Izumi High School	3	Minor	0,27	
D	Tohoku Togyo University	4	Moderate	0,48*	Demolished
E	Tonan High School	3	Moderate	0,39*	Demolished
F	Kinoshita Menko Building	3	Severe	0,85*	Demolished
G	Obisan Office Building	3	Collapse	1,25*	Demolished
H	Taiyo Gyogyo Building	3	Collapse	1,05*	Demolished
I	Olive View Hospital	6	Collapse	1,47*	Demolished



Gambar 10.1 *Degree of Damage* dan *Damage Index* (Wen et al.,1998)

Pada Gambar 10.1) tersebut tampak bahwa kerusakan bangunan dengan indeks kerusakan DI < 0,4 atau kondisi *moderate damage* masih berkemungkinan dapat diperbaiki. Oleh orang awam, retak (*crack*) sering dikonotasikan bahwa struktur beton kurang/tidak aman/nyaman untuk tempat tinggal. Namun yang sesungguhnya tidaklah demikian, *crack* yang relatif kecil hampir tidak ada pengaruhnya terhadap fungsi bangunan. Bahkan tampak pada Gambar 10.1) bahwa *crack* yang cukup besar yang struktur betonnya masih dimungkinkan untuk diperbaiki (*moderate damage*) secara teknis masih aman untuk tempat tinggal. Namun demikian, bangunan dengan kerusakan serius (*severe damage*) sudah dianggap tidak aman untuk tempat tinggal dan tidak dapat dimanfaatkan lagi

sehingga bangunan harus dirobohkan. Pada kondisi *totally collapse* hal tersebut sudah membahayakan penghuni bangunan.

10.4 Desain Filosofi (*Philosophy of Design)*

Di atas telah dikemukakan tentang level-level/derajat kerusakan struktur beserta deskripsinya. Walaupun derajat kerusakan yang diajukan oleh beberapa fihak tidak semuanya persis sama, namun *clue* untuk sebagian besar derajat kerusakan tersebut telah diperoleh. Juga telah disampaikan tentang hubungan antara derajat kerusakan dengan status bangunan selanjutnya, apakah masih dapat diperbaiki ataupun harus dirobohkan (*demolished*) dan bahkan sampai pada derajat kerusakan tertentu, bangunan sudah sangat membahayakan keselamatan manusia/penghuni bangunan.

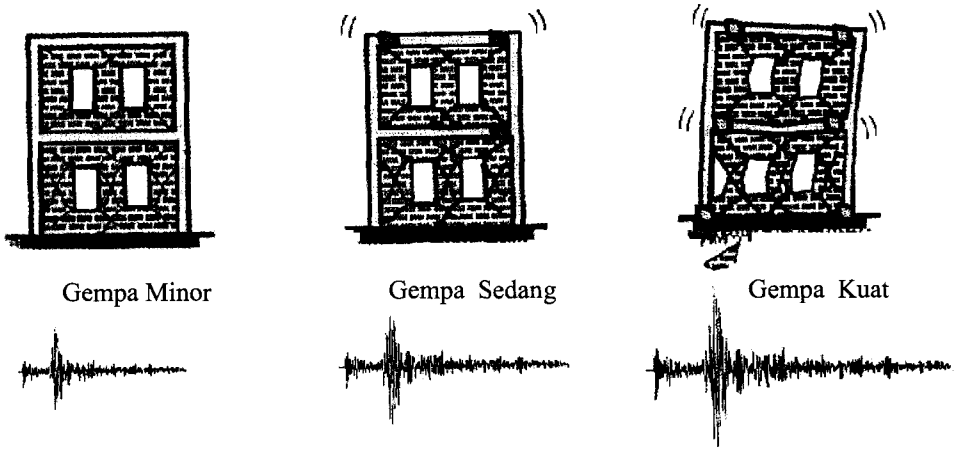
Pada sisi yang lain juga sudah disampaikan tentang level-level kekuatan gaya gempa (gempa kecil sampai dengan *great earthquake* atau gempa sangat besar), beserta kemungkinan periode ulang/kejadiannya. Bangunan-bangunan gedung memang mempunyai faktor keutamaan yang bergantung pada penting/tidaknya suatu bangunan. Bangunan yang sangat penting misalnya bangunan monumental, diharapkan dapat bertahan/mempunyai umur (*life time*) yang lebih lama dibanding dengan bangunan biasa. Hal ini berarti bahwa penting dan tidaknya bangunan berhubungan dengan beban rencana bangunan yang berlanjut pada periode ulang gempa. Semakin penting suatu bangunan maka semakin lama bangunan itu harus bertahan, berarti semakin besar gaya gempa yang harus diperhitungkan terhadap bangunan tersebut.

Dengan banyaknya hal yang dapat berkaitan tersebut maka diantaranya dapat dikelompokkan menurut kekuatan gempa (berkaitan dengan periode ulang dan tingkat pentingnya bangunan) dan performa bangunan dalam rangka melindungi manusia, tetapi masih memperhitungkan tingkat ekonomisnya pembangunan. Pengelompokan tersebut dituangkan didalam Desain Filosofi (*Earthquake Design Philosophy*) suatu bangunan akibat beban gempa. Desain filosopi yang dimaksud adalah sebagai berikut :

1. Pada gempa kecil (*light,* atau *minor earthquyake*) yang sering terjadi, maka struktur utama bangunan harus tidak rusak dan berfungsi dengan baik. Kerusakan kecil yang masih dapat ditoleransi pada elemen non-struktur masih dibolehkan,
2. Pada gempa menengah (*moderate earthquake*) yang relatif jarang terjadi, maka struktur utama bangunan boleh rusak/retak ringan tetapi masih dapat/ekonomis untuk diperbaiki. Elemen non-struktur dapat saja rusak tetapi masih dapat diganti dengan yang baru,
3. Pada gempa kuat (*strong earthquake*) yang jarang terjadi, maka struktur bangunan boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh total (*totally collapse*). Kondisi seperti ini juag diharapkan pada gempa besar (*great earthquake*), yang tujuannya adalah melindungi manusia/penghuni bangunan secara maksimum.

Setelah gempa kecil, maka bangunan harus masih dapat berfungsi dengan baik. Seandainya ada perbaikan tetapi hal itu sifatnya sangat ringan, murah, mudah dan cepat sehingga tidak menggangu fungsi bangunan. Setelah gempa sedang, maka bangunan harus masih berfungsi dengan baik setelah diperbaiki. Namun demikian setelah gempa kuat, hanya keruntuhan bangunanlah yang tidak diharapkan. Hal ini terjadi karena korban manusia akibat gempa tidak oleh peristiwa gempa itu sendiri, tetapi hampir semuanya akibat tertimpa bangunan yang rusak. Sudah menjadi keputusan bahwa bangunan-bangunan yang penting harus lebih dilindungi terhadap bahaya gempa. Bangunan bangunan itu misalnya adalah rumah sakit, instalasi-2 pembangkit tenaga, tempat berkumpulnya orang

banyak, tempat yang menyimpan bahan-bahan berbahaya dan sebainya. Kebijakan ini kemudian dituangkan didalam faktor keutamaan bangunan yang dipakai pada desain beban struktur bangunan.



Gambar 10.2 Level-level kerusakan bangunan [ ]

10.5 Pengetahuan2 yang Pendukung Konsep Bangunan Tahan Gempa

Desain filosofi seperti yang disampaikan di atas masih sangat deskriptif kualitatif. Untuk dapat mengimplementasikan filosofi tersebut diperlukan banyak komponen-komponen pengetahuan mulai dari beban gempa, analisis struktur, perilaku bahan, perilaku struktur, kategorisasi jenis kerusakan struktur dan konsep bangunan tahan gempa. Oleh karena itu implementasi atas desain filosofi tersebut diperlukan waktu yang relatif lama, walaupun beberapa pengetahuan telah berkembang sebelumnya.

Penerapan beban gempa pada bangunan misalnya telah berkembang sejak lama. Beberapa sumber termasuk Otani (2004) mengatakan bahwa sebelum tersedia rekaman percepatan tanah akibat gempa, gaya horisontal yang bekerja pada bangunan telah diterapkan setelah gempa Messina (1908) di Italia. Sejak saat itu penerapan konsep yang serupa diterapkan di banyak negara termasuk di Jepang (1924), Uniform Building Code (UBC, 1927) di USA dan di Indonesia pada tahun 1971 (PBI 1971). Sementara itu *accelerograph* pencatat percepatan tanah akibat gempa mulai di kembangkan di Jepang pada tahun 1931 (Otani, 2004), di USA pada tahun 1932. Sejak saat itu rekaman percepatan gempa semakin banyak, walaupun di Indonesia rekaman tersebut masih sulit diperoleh.

Perkembangan metode ataupun *software* untuk analisis struktur juga sangat mendukung konsep desain bangunan tahan gempa. Konsep-konsep dasar analisis struktur sudah berkembang sejak pertengahan abad ke-19 misalnya metode *unit load, flexibility method, stiffness method , slope deflection method* sampai awal abad-20. Pengembangan metode analisis terus berkembang misalnya metode Muto (1933), momen distribusi/*Cross method* (1939), metode Kani (1949) dan metode Takabeya (1965). Untuk analisis struktur yang rumit maka dikembangkanlah metode matriks yang operasionalisasinya memerlukan alat penghitung yaitu komputer. Dengan memakai komputer maka persoalan determinan, perkalian matriks, inverse matriks, maupun eigenvalue dapat diselesaikan dengan cepat. Setelah itu maka perkembangan *software* untuk analisis struktur berkembang secara cepat.

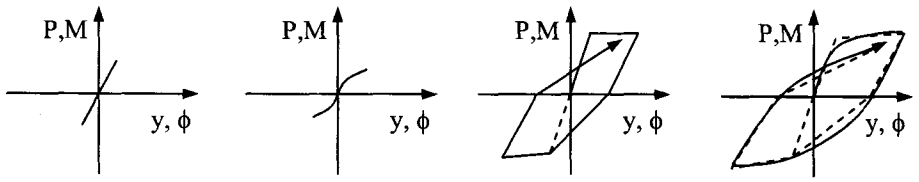
Riset tentang perilaku bahan, elemen struktur maupun struktur juga sangat mendukung pengembangan konsep bangunan tahan gempa. Perilaku bahan akibat beban dapat berupa linier dan non-linier, sedangkan intensitas beban dapat mengakibatkan respons elastik maupun inelastik. Dengan demikain akan terdapat 4-kombinasi yaitu seperti yang tampak pada Gambar 10.3).

10.5.1 Linier elastik

Adalah respons bahan/elemen struktur yangmana hubungan antara beban-simpangan bersifat lurus, proporsional/linier dan apabila beban dihilangkan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula). Bahan metal khususnya baja mempunyai sifat/respons linier apabila intensitas bebannya masih kecil.

10.5.2 Non-linier Elastik

Adalah apabila hubungan antara beban-simpangan dari awal sudah tidak lurus/linier tetapi non-linier walaupun intensitas bebannya masih relatif kecil. Apabila beban ditiadakan maka deformasi bahan akan sama dengan nol (kembali ke posisi semula, tidak ada *permanent deformation*). Tanah dan beton pada umumnya mempunyai sifat non-linier sejak intensitas beban masih kecil.



a) Linier-elastik b) Non-linier elastik c) Linier-inelastik d) Non linier Inelastik

Gambar 10.3. Macam-macam respons akibat bebab siklik

10.5.3 Linier Inelastik

Adalah suatu kondisi yangmana intensitas beban sudah besar, tegangan yang terjadi sudah tidak lagi tegangan elastik tetapi sudah inelastik. Apabila beban ditiadakan maka benda tidak dapat lagi kembali ke posisi semula tetapi kembali secara linier/lurus ditempat yang lain (ada deformsi permanen). Walaupun beban sudah besar tetapi perilaku bahan dimodel secara linier. Struktur beton yang dibebani dengan beban siklik dengan intensitas yang besar pada hakekatnya akan berperilaku non-linier inelastik, tetapi pada umumnya dimodel sebagai linier-inelastik.

10.5.4 Non-linier Inelastik

Adalah sutu kondisi pembebanan siklik yang intensitasnya besar yang diterapkan pada struktur tanah maupun beton. Hubungan antara beban dan deformasi tidak lagi bersifat lurus/linier dan apabila beban siklik ditiadakan maka akan terdapat deformasi permanen.

Selain perilaku-perilaku bahan seperti di atas juga telah berkembang pengetahuan tentang daktilitas baik daktilitas lengkung (*curvature ductility*) maupun daktilitas simpangan (*displacement ductility*). Dilain sisi juga berkembang prinsip desain berdasarkan beban-kerja (*working load design*, WSD) dan desain dengan prinsip kuat batas/ultimit (*ultimate strength design*, USD) dengan memakai *load factors* sesuai dengan jenis beban.

Dengan adanya rekaman percepatan tanah akibat gempa maka Biot pada tahun 1933 telah mengembangkan suatu hubungan antara amplitudo respons dengan periode getar T yang kemudian dikenal sebagai respons spektrum (Otani, 2004). Pengetahuan berkembang terus sampai pada pemakaian prinsip-prinsip daktilitas untuk menurunkan intensitas beban gempa (*force reduction factor*).

Dilain sisi, akibat kerusakan struktur akibat gempa di lapangan juga terus diperhatikan, diselidisi, dibuat kategorisasi, dikelompokkan, dianalisis, didiskusikan sehingga diperoleh suatu simpulan yang sistimatik. Kuantifikasi istilah rusak juga dikembangkan dengan adanya istilah indeks kerusakan (*damage index*), baik indeks kerusakan untuk elemen untuk tingkat maupun untuk struktur. Hal itu semua merupakan komponen-komponen pendukung pada perumusan konsep bangunan tahan gempa yang telah dirumuskan sejak tahun 1970'an.

10.6 Konsep Bang. Tahan Gempa (*Earthquake Resistant Design Concept*)

10.6.1 *Force Reduction Factor*

Desain filosofi seperti yang disampaikan sebelumnya baru bersifat filosofi belum bersifat operasional. Misalnya, seperti apa implementasi gempa-kecil, menengah, kuat dan gempa besar pada sistim pembebanan di struktur bangunan, kombinasi pembebanan seperti apa yang umumnya menentukan (*govern*) dan gempa pada periode ulang berapa yang paling layak untuk desain beban. Disamping itu cara analisis struktur seperti apa yang perlu dilakukan, maksudnya adalah apakah analisis dan desain dengan pendekatan respon elastik ataukah sudah inelastik. Kemudian persoalan yang lain adalah seperti apa penampilan fisik (konfigurasi bangunan) agar bangunan mempunyai perilaku yang baik akibat beban gempa.

Setelah melalui proses yang panjang, perbaikan demi perbaikan maka jawaban atas beberapa pertanyaan tersebut dapat ditemukan. Beban gempa yang sebenarnya adalah beban dinamik, namun beban tersebut kemudian disederhanakan menjadi beban ekivalen statik, walaupun penggunaannya relatif terbatas yaitu untuk analisis awal (*preliminary analysis*). Analisis dinamik yaitu analisis struktur yang memperhitungkan beban dinamik digunakan hanya untuk kontrol terhadap analisis awal. Sejarah dipakainya beban ekivalen statik ini akan dibahas secara khusus pada bab tersendiri. Kombinasi pembenanan yang menentukan pada umumnya adalah kombinasi pembebanan yang ada beban gempa.

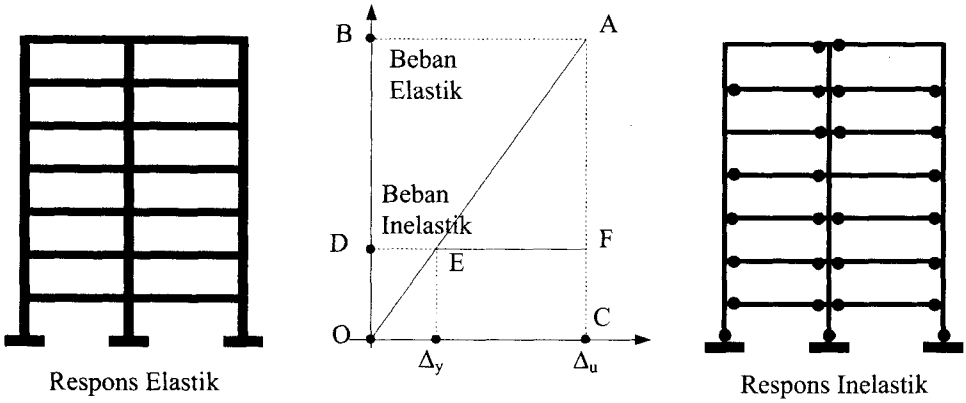
Periode ulang gempa rencana akan menentukan seberapa besar kekuatan gempa percepatan tanah akibat gempa yang perlu diperhitungkan. Gempa besar dengan periode ulang tertentu kejadiannya bersifat probabilistik, artinya gempa tersebut dapt terjadi seminggu, sebulan, setahun, puluhan tahun bahkan ratusan tahun yang akan datang. Sementara itu masa layan (*life-time*) bangunan pada umumnya berkisar antara 50 – 75 tahun. Para ahli kemudian membuat perhitungan bahwa selama masa layan tersebut berapa persen kejadian gempa tersebut dapat terlampaui, artinya gempa tersebut benar benar akan terjadi. Untuk bangunan biasa umumnya diambil probabilitas sebesar 10 % terlampaui selama masa layan bangunan 50 tahun . Artinya gempa dengan periode ulang tertentu probabilitas terlampauinya (gempa benar-benar terjadi) sebesar 10 % selama 50 tahun (periode ulang gempa ± 475 tahun). Hubungan antara masa layan bangunan, tingkat probabilitas/resiko dan periode ulang gempa telah disajikan pada Bab I.

Dengan menentukan hanya 10 % probabilitas terlampaui selama 50 tahun maka gempa rencana sebenarnya sudah cukup besar, sementara probabilitas kejadiannya tiap tahun hanya pa =0,02 %. Sebagai ulasan, gempa dengan probabilitas kejadian 100 % selama 50 th berarti gempa tersebut benar-benar terjadi selama periode 50 tahun atau sama dengan gempa dengan periode ulang 50 th.

Mengingat gempa rencana yang akan dipakai untuk desain sudah cukup besar dan probabilitas kejadiannya hanya 10 % selama 50 th (pa = 0,02 %) maka para ahli sepakat bahwa selama masa layan tersebut bangunan tidak perlu dibuat sangat kuat. Dengan perkataan lain bahwa bangunan tidak perlu harus masih berperilaku elastik selama 50 tahun. Dengan demikian kerusakan-kerusakan dengan level tertentu masih dibolehkan terjadi selama umur/masa layan bangunan. Hal ini sesuai dengan filosofi desain sebagaimana dikatakan sebelumnya.

Mengingat bangunan tidak perlu dibuat sangat kuat sehingga masih berperilaku elastik, maka kekuatan gempa rencana dapat diturunkan atau dikurangi sampai level tertentu melalui suatu reduksi seperti apa yang disebut dengan ***force reduction factor, R***. Dengan beban gempa rencana yang relatif kecil maka kalau gempa dengan periode ulang ± 475 th benar-benar terjadi selama masa layan 50 th, maka terjadilah kerusakan bangunan. Namun kerusakan bangunan yang terjadi ditargetkan seperti yang dinyatakan dalam filosofi desain yang disampaikan sebelumnya. Agar bangunan tetap *survive* pada gempa yang lebih besar maka bangunan harus mempunyai daktilitas yang baik.

Dengan memaki prinsip pemikiran seperti dijelaskan di atas maka secara visual prinsip desain bangunan tahan gempa dapat disajikan seperti tampak pada Gambar 10.4). Tampak pada Gambar 10.4), OB adalah beban struktur elastik, sedang OD adalah beban respons inelastik, yaitu beban yang jauh lebih kecil daripada beban struktur respons elastik.



- Leleh mengurangi kekakuan struktur, menambah simpangan
- Leleh histeretik mengabsorb energi, meningkatkan redaman, mengurangi simpangan ⟶ simp. elastik ≈ simp. inelastik

Gambar 10.4 Simpangan elastik dan Inelastik (Hoedayanto, 1989)

Karena beban lebih kecil, maka struktur dengan respons inelastik ukurannya akan lebih kecil dibanding struktur dengan resposns elastik. Hal ini berimplikasi kepada biaya pembangunan, struktur dengan respons inelastik akan lebih murah dibanding struktur elastik. Apabila beban gempa yang terjadi lebih besar daripada level beban inelastik, maka akan terjadi sendi-sendi-plastik pada ujung-ujung balok. Karena struktur inelastik akan timbul sendi-sendi plastik, maka simpangan struktur inelastik kira-kira akan mendekati simpangan struktur elastik. Seberapa besar penurunan/pengurangan beban dari respons elastik (level beban OB) ke respons inelastik (level beban OD) akan dibahas lebih lanjut

pada bahasan mendatang. Namun demikian suatu hal yang penting adalah rasionalitas diterimanya suatu keputusan bahwa beban gempa pada bangunan gedung (respons inelastik) tidaklah perlu sebesar beban gempa pada respons elastik.

Konfigurasi bangunan adalah bentuk, ukuran, proporsi, jenis, kombinasi dan orientasi struktur utama dan elemen non struktur. Didalamnya termasuk massa struktur, distribusi massa dan kekakuan menurut luasan dan tinggi bangunan. Terdapat beberapa prinsip yang perlu diketahui dan diterapkan agar bangunan akan mempunyai respons yang baik saat-sat terjadi gempa. Kesemuannya ini akan dijelaskan secara rinci pada bab tersendiri.

10.6.2 Desain Kapasitas (*Capacity Design*)

Di atas telah disampaikan bahwa, prinsip adanya penurunan/pengurangan beban untuk respons inelastik sudah diterima secara rasional oleh para ahli. Tinggal seberapa pengurangannya hal-hal apa saja yang berpengaruh terhadap hal itu adalah hal yang perlu dibahas pada teknis desain bangunan tahan gempa. Secara garis besar penurunan/ pengurangan beban tersebut tidaklah langsung pengurangan dari percepatan tanah akibat gempa tetapi melalui penurunan spektrum respons. Proses penurunan beban tersebut secara umum tidaklah sederhana, oleh karena itu pembahasan ini memerlukan waktu khusus.

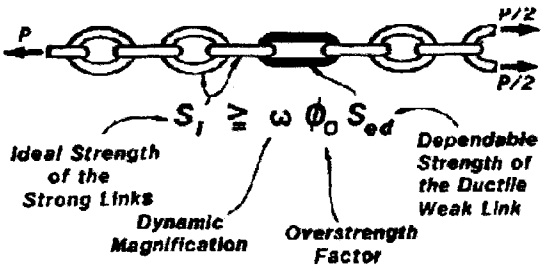
Kelak dalam pembahasan konfigurasi bangunan, struktur utama bangunan dapat terdiri atas bermacam-macam baik jenis maupun kombinasinya. Namun demikian bahasan kali ini langsung tertuju pada jenis *moment resisting frame/open frame* atau struktur portal terbuka, yaitu jenis struktur utama yang paling banyak dipakai. Sekarang seperti apa konsep desain kapasitas sedemikian rupa sehingga perilakuknya akan memenuhi persyaratan seperti pada desain filosofi seperti disampaikan sebelumnya.

Pada kondisi yang paling kritis adalah kondisi akibat gempa kuat dan atau gempa besar. Pada kondisi tersebut portal boleh rusak tetapi tidak boleh runtuh secara total (*totally collapse*). Sebelum hal ini dapat diimplementasikan, maka perlu dilihat dulu kasus-kasus runtuhnya suatu bangunan akibat gempa. Sebagaimana terjadi pada keruntuhan bangunan akibat gempa pada waktu-waktu yang lalu, hal tersebut disebabkan oleh beberapa hal :

1. Penyebab ke-1 adalah tidak jelasnya konsep bangunan tahan gempa yang dipakai, artinya bangunan gedung dibangun dengan tidak memakai prinsip yang benar dan jelas.
2. Penyebab ke-2 menurut Paulay (1988) adalah begitu jeleknya desain dan detail penulangan elemen kolom dan balok. Gabungan antara penyebab pertama dan kedua tersebut mempunyai makna bahwa tidak ada atau tidak jelasnya hierarki kerusakan bangunan yang jelas yang direncanakan sejak awal pada proses desain.
3. Penyebab ke-3 adalah tidak adanya sistim penyerapan energi yang terencana secara baik pada proses desain. Hal ini sangat berbahaya, karena bangunan yang desain dengan beban yang lebih kecil daripada beban elastik, maka elemen struktur segera leleh setelah level beban terlampaui. Pada intensitas beban yang berlanjut, maka struktur akan segera runtuh, karena sistim penyerapan energi yang tidak berlangsung secara baik.
4. Penyebab ke-4 yang mengakibatkan penyebab ke-3 terjadi adalah selain tidak di terapkannya hierarki kerusakan juga tempat-tempat/elemen yang dapat berfungsi melakukan penyerapan energi juga tidak jelas. Akibatnya, detailing elemen yang seharusnya baik dan memang tidak baik juga tidak jelas dimana tempatnya. Detailing elemen yang dimaksud adalah tempat-tempat sendi-plastik, termasuk didalamnya detailing pada join.

Dengan mengingat hal-hal tersebut maka prinsip desain bangunan tahan gempa yang dipakai harus jelas, misalnya dengan memakai Prinsip Desain Kapasitas (*Capacity Design*

Principle) yang dikembangkan mulai dari Park dan Paulay (1975), Paulay (1977, 1979,1980) dari University of Canterbury, Christchruch, New Zealand dan dipakai di New Zealand Code sejak 1984. Secara filosofis, prinsip *capacity design* telah disampaikan di beberapa kesempatan yang salah satunya adalah oleh Paulay (1988), sebagaimana tampak pada Gambar 10.5).



Gambar 10.5 Filisofi Capacity Design (Paulay, 1988)

Beberapa elemen struktur yang saling berangkaian digambarkan oleh suatu mata-rantai seperti tampak pada Gambar 10.5). Pada *capacity design*, salah satu elemen (dalam hal ini adalah balok) sengaja dibuat sebagai elemen-lemah (*weak-link*). Karena berfung si sebagai elemen lemah, maka elemen yang besangkutan akan mengalami tegangan leleh pertama kali sebagaimana terjadinya sendi-sendi-plastik. Walaupun menjadi elemen lemah tetapi elemen yang bersangkutan didesain sangat daktail, sehingga tidak runtuh total. Elemen selain balok (kolom, join, fondasi) disengaja menjadi elemen yang lebih kuat daripada kekuatan maksimum balok, sebagaimana ditunjukkan oleh adanya koefisien kuat-lebih (*overstrength factor*). Dengan demikian, hierarki kerusakan struktur pada desain kapasitas sudah direncanakan sejak awal dengan baik.

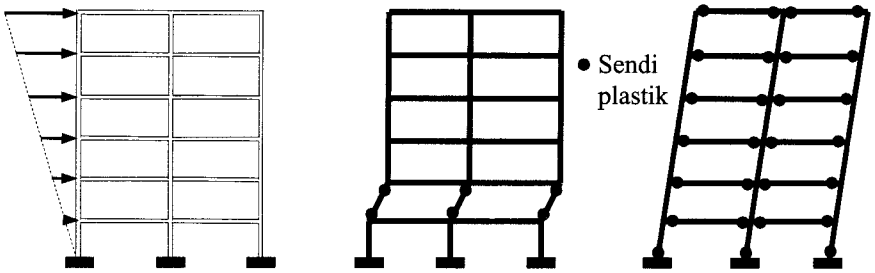
10.6.3 Hierarki Kerusakan Struktur

Pada penjelasan Butir 10.6.b) diatas disampaikan bahwa dari filosofi desain dan perkembanganna sudah sampai pada prinsip Desain Kapasitas (*Capacity Design*). Pada konsep tersebut sudah dicanangkan adanya elemen-lemah (*weak-link*) dan ada elemen-elemen yang sengaja dibuat lebih kuat. Deangan kondisi seperti itu maka akan terjadi hierarki kerusakan yang direncanakan sejak awal.

Secara riil, struktur bangunan selengkapnya mungkin terdiri atas : a) tanah pendukung; b) struktur fondasi; c) struktur kolom; d) struktur balok; e) struktur plat lantau; f) struktur atap dan g) elemen non struktur (tembok, partisi, ceyling dsbnya). Apabila terjadi gempa bumi maka secara logika sederhana hierarki kerusakan yang dikehendaki mempunyai urutan yang terbalik dari yang telah disebut. Antara tembok/partisi/ *ceyling* dan struktur atap mempunyai fungsi timbal-balik, sehingga mana yang boleh rusak terlebih dahulu akan bergantung pada jenis struktur. Apabila struktur atap didukung oleh balok ring dan kolom maka tembok boleh rusak terlebih dahulu. Namun demikian apabila struktur atap didukung oleh tembok, maka hal ini menjadi saling bergantung.

Hierarki kerusakan elemen struktur secara logika dapat ditentukan dengan jelas yaitu agar struktur tetap berdiri tegak maka kolom harus lebih kuat daripada balok. Hierarki kerusakan terus berlanjut sampai pada tanah pendukung. Dengan memperhatikan hal

tersebut maka dari filosofi desain akhirnya sudah sampai pada prinsip Kolom Kuat Balok Lemah (*Strong Column and Weak Beam, SCWB*).



Gambar 10.6 Mekanisme runtuh pada Portal terbuka

Secara logis prinsip SCWB akan mengakibatkan struktur bergoyang menurut *beam sway mechanism* seperti tampak pada Gambar 10.6.c). Pada SCWB, balok sengaja dibuat sedikit lebih lemah dari kolom-kolomnya, dan oleh karenanya apabila level beban terlampaui, maka segera terjadi sendi-sendi plastik yang umumnya terjadi pada ujung-ujung balok dan ujung awah kolom tingkat dasar. Ditempat-tempat itulah kemudian detail tungan didesain dan dipasang dengan baik sehingga dapat menjadi elemen yang daktail/ulet/liat. Dengan sifat yang liat, maka elemen dan struktur akan dapat bertahan pada deformasi inelastik yang cukup besar tanpa adanya penurunan kekuatan yang berarti. Apabila demikian maka pada beban gempa yang cukup besar struktur tetap saja rusak tetapi tidak akan runtuh total. Bagaimana cara/presedur desain yang menghasilkan struktur kolom kuat balok lemah dapat dipelajari pada struktur beton tahan gempa.

Pada Gambar 10.6.a) juga tampak mekanisme goyangan struktur yang lain yaitu *column sway mechanism*, yaitu produk desain yang mengacu pada kolom lemah balok kuat (*Weak Colum and Strong Beam ,WCSB*). Mekanisme runtuh struktur ini akan mengakibatkan struktur akan runtuh total (*totally collapse*), sehingga dilarang untuk dipakai. Bukti-bukti tentang hal ini akan disajikan pada bahasan di Butir 10.6).

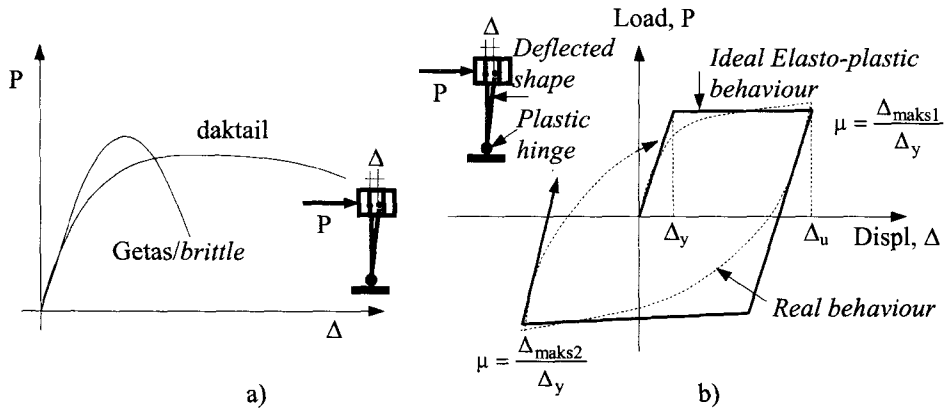
Secara ringkas ciri-ciri desain kapasitas adalah (Paulay dan Priestley, 1992):

1. Tempat-tempat kemungkinan terjadinya sendi-sendi plastik telah ditentukan sejak awal. Hal ini di diawali dengan penetuan mekanisme goyangan (*sway mechanism*) yaitu struktur yang didesain menurut *Strong Column and Weak Beam* (SCWB).
2. Deformasi-inelastik yang tidak dikehendaki, yaitu deformasi yang menggangu kestabilan misalnya deformasi inelastik akibat geser baik di balok maupun di join serta slip antara tulangan dengan beton dicegah dengan memberikan kekuatan yang lebih besar dari yang diperlukan,
3. Tempat-tempat sendi plastik jangan sampai menjadi tempat yang getas/*brittle*, tetapi diditail dengan tulangan lentur dan geser sedemikian rupa sehingga menjadi daktail dan dapat menjadi tempat disipasi energi secara stabil/berkelanjutan. Join antara balok dan kolom didisian sedemikian supaya masih dalam kondisi elastik, yaitu dengan memberikan kekuatan yang lebih besar daripada balok/kolom.

10.7 Daktilitas dan Tingkat Daktilitas

Struktur inelastik akan mempunyai ukuran yang lebih kecil daripada struktur yang direncanakan pada level beban elastik. Pada level pembebanan tertentu elemen struktur sudah mulai relak-retak akibat adanya regangan baja-tarik yang cukup besar. Pada intensitas beban tententu maka regangan tarik baja-tulangan sudah demikian besar, sehingga retak beton menjadi semakin besar. Akibat beban siklik sebagaimana beban gempa, maka pada tempat yang momen-momennya terbesar (umumnya di ujung-ujung balok) regangan-tarik baja tulangan akan berganti-ganti untuk momen negatif pada tepi atas dan momen positif pada tepi bawah. Apabila regangan tarik baja tulangan tersebut sudah sedemikian besar, maka biasanya beton sudah mulai rusak akibat retak-retak besar berganti-ganti. Daerah yang rusak tersebut disebut daerah sendi plastik. Agar elemen struktur masih mampu/dapat menahan beban (tidak runtuh karena getas/*brittle*) maka tempat tersebut harus daktail atau elemen mempunyai daktilitas yang baik.

Kesimpulannya elemen struktur beton boleh relatif kecil dan berperilaku inelastik, tetapi elemennya harus daktail. Bagaiman supaya elemen beton menjadi daktail ada caranya yaitu pada tempat yang diperuntukkan terjadi sendi2 plastik, tulangan lentur dan tulangan gesernya didesain secara khusus. Hal ini dapat dipelajari pada struktur beton. *Daktilitas* itu sendiri artinya adalah *kemampuan suatu elemen beton untuk berdeformasi inelastik secara berkelanjutan akibat beban siklik tanpa adanya penurunan kekuatan yang berarti.* Lawan dari sifat daktail adalah adalah getas atau *brittle.* Kedua sifat bahan itu kalau digambar adalah seperti yang tampak pada Gambar 10.7).



Gambar 10.7 Daktail, *brittle* dan daktilitas simpangan (Park, 1984)

Pada Gambar 10.7.a) perilaku hubungan antara beban dan simpangan (*load-displacement relationship*) untuk struktur daktail dan getas telah disajikan secara jelas. Struktur yang daktail mampu berdeformasi inelastik secara berkelanjutan tanpa adanya penurunan kekuatan yang berarti. Sebaliknya , struktur yang getas/*brittle* kekuatannya segera menurun secara tajam setelah kekuatan puncak. Gambar 10.7.b) adalah hubungan yang sejenis akibat beban bolak-balik. Hubungan antara beban dan simpangan ditunjukkan oleh garis lengkung/non-linier putus-putus yang membentuk suatu siklus tertutup yang umumnya disebut *hysteretic loops*. Untuk menentukan simpangan leleh pada garis lengkung tersebut agak kesulitan. Didalam dinamik analisis, perilaku non-linier tersebut salah satunya dapat dimodel sebagai model histeresis elastoplastis.

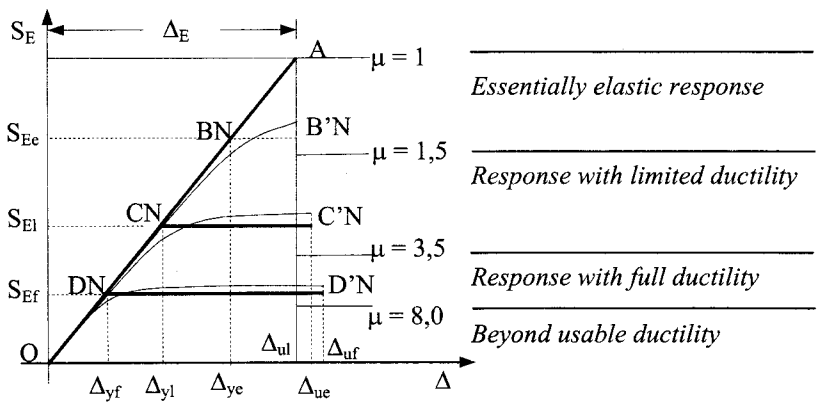
Dengan model elasto-plastik tersebut maka simpangan saat leleh Δ_y dan simpangan ultimit Δ_u dapat ditentukan relatif mudah. Daktilitas simpangan adalah rasio antara simpangan ultimit Δ_u dengan simpangan leleh Δ_y atau,

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta_u}{\Delta_y} \qquad 10.1)$$

Secara teoritik semakin tinggi tingkat daktilitas maka akan semakin baik, baik dalam keberlanjutannya menahan beban maupun keberlanjutannya dalam disipasi energi. Tingkat-tingkat daktilitas berikut nilai ***force reduction factor***, R adalah seperti yang tercantum pada Tabel 10.4. Paulay dan Priestley (1992) menyajikan hubungan antara kebutuhan kekuatan akibat gempa S_E dengan level-level dan nilai daktilitas sebagaimana tampak pada Gambar 10.8).

Tabel 10.4 Tingkat dan nilai Daktilitas

No.	TingkatDaktilitas	Daktilitas dan faktor jenis struktur		Keterangan
		PPTGIUG,1981	SNI-02,2002	
1.	Elastik Penuh	1, (K = 4)	1 (R = 1,6)	
2.	Daktilitas Terbatas	2,0 (K = 2)	1,5 (R = 2,4) 2,0 (R = 3,2) 2,5 (R = 4,0) 3,0 (R = 4,8) 3,5 (R = 5,6) 4,0 (R = 6,4) 4,5 (R = 7,2) 5,0 (R = 8,0)	
3.	Daktilitas penuh	4,0 (K = 1)	5,3 (R = 8,5)	



Gambar 10.8 Hubungan kebutuhan kekuatan dengan daktilitas (P-P,1992)

Secara umum daktilitas dibagi menjadi 3-level yaitu elastik penuh (*elastic response*), daktilitas terbatas (*restricted/limited ductility*) dan daktilitas penuh (*fully ductility*) dengan nilai-nilai daktilitas seperti tampak pada Gambar. Pada gambar tersebut S_{Ee},S_{El}, dan S_{Ef} berturut-turut adalah kebutuhan kekuatan untuk struktur elastik, struktur daktilitas terbatas (*limites ductility*) dan daktilitas penuh (*fully dactility*). Pada daktilitas penuh, desain

beban/kebutuhan kekuatannya relatif lebih kecil daripada daltilitas terbatas, tetapi elemennya harus didesain lebih daktail/lebih liat. Tentang nilai-nilai daktilitas pada level-level tersebut tampaknya agak sedikit berbeda menurut beberapa sumber.

Secara praktis, hubungan antara tingkat/level daktilitas dengan kebutuhan kekuatan akibat beban gempa dinyatakan pada faktor jenis struktur K menurut PPTGIUG, (1981) dan faktor R menurut TCPKGUBG (2002), sebagaimana tampak pada Tabel 10.4. Nilai pada daktilitas terbatas di SNI-03, 2002 lebih rinci daripada di PPTGIUG, 1981. Pada tahun 2010 diadakan revisi terhadap TCPKGUBG (2002) yangmana nilai-nilai R tersebut akan berubah lagi. Faktor-faktor tersebut dipakai pada penentuan gaya geser dasar V pada rinsip beban ekivalen statik.

10.8 Mekanisme Keruntuhan (*Collapse Mechanism*)

Didepan telah dibahas bahwa didalam Desain Kapasitas, maka mekanisme goyang yang dipilih adalah *beam sway mechanism* atau desain bangunan yang mengarah pada *Strong Column and Weak Beam (SCWB).* Mekanisme goyangan ini dinilai tepat dengan mengingat beberapa hal yang akan dibuktilan pada bahasan ini. Untuk itu akan diambil model portal terbuka sebagai pokok bahasan.

Sebagaimana diketahui bahwa, apabila bangunan masih berperilaku secara elastik maka apabila gempa berhenti semua bagian pada bangungan akan kembali pada posisi semula tanpa adanya simpangan yang bersifat permanen. Bangunan yang direncanakan masih berperilaku elastik pada gempa yang cukup besar, tentu saja diperlukan ukuran kolom dan balok yang cukup besar, padahala gempa yang besar sangat jarang terjadi. Konsep seperti itu, sekarang dianggap tidak ekonomis, oleh karenanya dicarilah konsep yang baru.

Pada konsep yang baru, apabila terjadi gempa maka kemampuan elastik pada bagian-bagian struktur boleh dilampaui, sehingga terjadilah sendi-sendi plastik. Sendi-plastik adalah apabila kuat-leleh pada suatu titik dalam suatu elemen telah dicapai/dilampaui sehingga kekuatannya sudah tidak bertambah tetapi regangan dapat bertambah. Sifat-sifat tersebut mirip pada kondisi *yield plateau* pada baja uji-tarik baja tulangan. Untuk seterusnya dititik tersebut dinamakan sendi-plastik, karena elemen telah mencapai tegangan atau regangan plastis.

Pada teknik kegempaan (*earthquake engineering*) sendi-sendi plastik tersebut mampu menghamburkan energi secara baik sebagaimana layaknya suatu sendi., sehingga energi potensial/energi kenetik yang tersimpan selama gempa berlangsung menjadi lebih kecil. Masalahnya kemudian adalah bahwa sendi plastik harus diatur, agar supaya bangunan boleh rusak tetapi tidak runtuh. Letak sendi-sendi plastik kemudian dikaitkan dengan pola keruntuhan (*collapse mechanism*) yaitu yang dinamakan prinsip *column sway mechanism* dan prinsip *beam sway mechanism.*

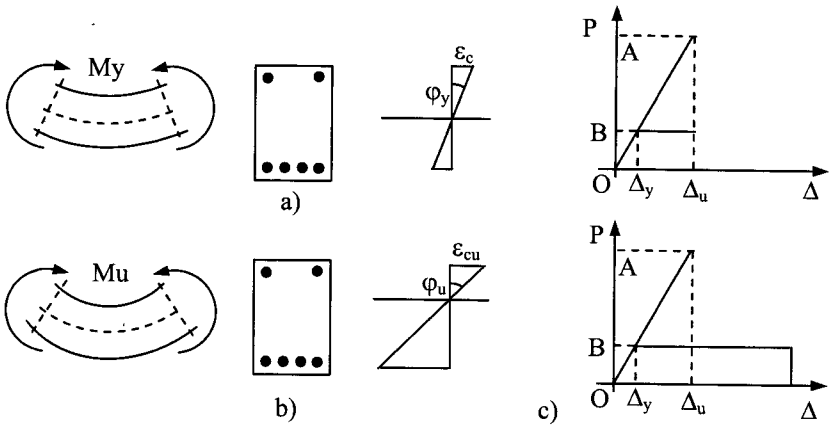
10.8.1 Daktilitas

Kedua macam mekanisme runtuh seperti yang disebut diatas erat hubungannya dengan daktilitas. Oleh karena itu perlu diketahui jenis/macam dan pengertian daktilitas. Daktilitas pada umumnya ada dua macam, yaitu daktilitas lengkung (*curvature ductility*) dan daktilitas simpangan (*displacement ductility*). Kedua macam daktilitas tersebut ditunjukkan pada Gambar 10.9).

Daktilitas lengkung adalah perbandingan antara sudut rotasi per unit panjang (kelengkungan) φ_u pada kondisi ultimit dan φ_y pada kondisi leleh pertama. Nilai-nilai sudut rotasi persatuan panjang tersebut berturut-turut sebagaimana yang tampak pada Gambar

10.9.a) dan 10.9.b). Sedangkan daktilitas simpangan adalah ratio antara simpangan ultimit Δu, dengan simpangan saat luluh pertama Δy, sebagaimana yang tampak pada plot P-Δ sebagaimana tampak pada Gambar 10.9.c). Dengan demikian daktilitas lengkung μ_φ,

$$\mu_\varphi = \frac{\varphi u}{\varphi y} \qquad 10.2)$$



Gambar 10.9 Daktilitas lengkung dan daktilitas simpangan

Daktilitas simpangan (*displacement ductility*), μ_Δ

$$\mu_\Delta = \frac{\Delta u}{\Delta y} \qquad 10.3)$$

Yangmana Δ_y dan Δ_u berturut-turut adalah simpangan saat leleh (*yield displacement*) dan simpangan ultimit (*ultimate displacement*). Sedangkan hubungan antara simpangan dan kelengkungan dapat dijelaskan melalui Gambar 10.10). Menurut ilmu statika, dengan memperhatikan gambar 10.10).a, maka , kelengkungan φ dapat didefiniskan sebagai :

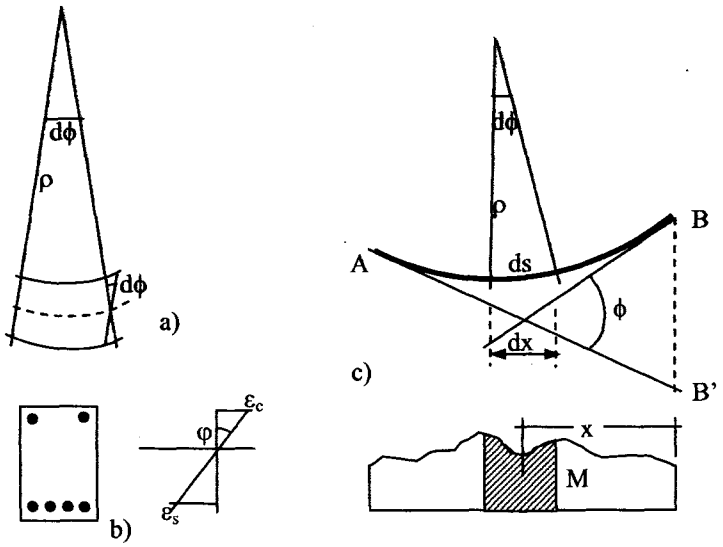
$$\varphi = \frac{1}{\rho} = \frac{d^2y}{dx^2} = \frac{M}{EI} \qquad 10.4)$$

Berdasar pada Gambar 10.10.c) akan diperoleh hubungan,

$$dx = \rho \; d\phi, \qquad d\phi = \frac{1}{\rho} dx \text{ , padahal } \frac{1}{\rho}, = \varphi \text{ , maka}$$
$$\frac{d\phi}{dx} = \varphi \qquad 10.5)$$

Dari persamaan 10.5) jelas bahwa kelengkungan adalah sudut rotasi per satuan panjang, yang kemudian direpresentasikan oleh Gambar 10.10.c). Selanjutnya dari persamaan 10.5) akan diperoleh,

$$\phi = \int_{A}^{B} \varphi \, dx \qquad 10.6)$$



Gambar 10.10. Hubungan simpangan dengan kelengkungan.

Dengan memperhatikan Gambar 10.10.c dan pers.10.6), maka akan diperoleh simpangan ujung batang B relatif terhadap tangen arah ujung A, sehingga,

$$B\,B' = \phi\, x$$

$$BB' = \int_{A}^{B} \varphi\, x \; dx \qquad 10.7)$$

Dari pers. 10.7) tampak bahwa simpangan salah satu ujung batang relatif terhadap ujung batang yang lain dapat diperoleh dengan menghitung statik momen kelengkungan sepanjang batang yang bersangkutan terhadap ujung batang yang dimaksud. Prinsip ini kemudian akan dipakai untuk menghitung simpangan total struktur.

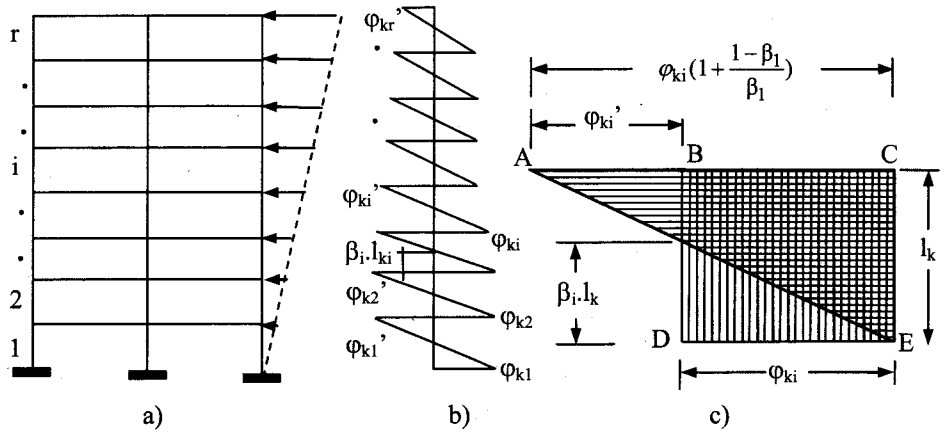
10.8.2 Simpangan Tingkat pada Leleh Pertama akibat Beban Gempa

Untuk menghitung simpangan tingkat akibat beban gempa dipakai modèl konstruksi seperti Gambar 10.11) dengan pembebanan sesuai dengan metode Statik Ekivalen. Bentuk pembebanan ini sengaja diambil pertama dengan pengertian bahwa pengaruh dari "mode" pertama umumnya sangat menentukan (walaupun "mode" yang lebih tinggi juga ada pengaruhnya), dan yang kedua agar dicapai mekanisme luluh yang didominasi oleh akibat bending momen,

Untuk membahas masalah ini, maka ada beberapa asumsi yang perlu diambil (Park & Paulay, 1975) diantaranya yaitu :

1. Semua potongan batang pada portal dianggap mempunyai hubungan yang biliniar antara momen dengan kelengkungan sampai luluh pertama, dan *strain hardening* diabaikan.
2. Simpangan tingkat hanya diperhitungkan sebagai akibat dari bending momen saja.
3. Semua kolom dan balok mempunyai kekakuan lentur (EI)yang tidak terlalu jauh berbeda. Hal, ini bermaksud agar kolom maupun balok akan luluh pada waktu dan beban yang sama, sehingga terbentuklah suatu mekanisme runtuh jenis tertentu.

Dengan mengingat asumsi yang pertama diatas, maka distribusi kelengkungan sepanjang kolom pada seluruh tingkat adalah seperti pada gambar 10.11.b) diatas. Untuk menghitung simpangan tingkat, misalnya simpangan tingkat ke - i, maka pada dipakai rumus pada persamaan 10.7. Untuk memudahkan dalam menghitung statik momen luasan distribusi kelengkungan pada kolom, maka dipakai cara dekomposisi seperti pada gambar 10.11.c). Menurut gambar tersebut statik momen luasan ABDEA terhadap bidang A - C didekomposisi menjadi statik momen luasan bidang BCDE dikurangi statik momen luasan ACE.



Gambar 10.11. Beban Statik. Ekiv. dan distribusi kelengkungan.

Untuk itu telah diambil notasi untuk nomor tingkat masing-masing tingkat 1, 2, 3, ...i .....r. Simpangan yang terjadi pada tingkat r pada saat leleh pertama, dapat diperoleh dengan menghitung statik momen luasan distribusi kelengkungan kolom tingkat ke - 1 dan kolom - kolom di atasnya ke muka lantai tingkat ke - r, sehingga diperoleh (Park dan Paulay, 1975),

$$\Delta_y = \varphi_{ki}\, lk\,(r\,lk - \frac{lk}{2}) - \varphi_1\,(1+\frac{1-\beta_1}{\beta_1})\frac{lk}{2}(r\,lk - \frac{2\,lk}{3}) +$$

$$\varphi_{k2}\,lk\,(r\,lk - \frac{3\,lk}{2}) - \varphi_{k2}\,(1+\frac{1-\beta_2}{\beta_2})\frac{lk}{2}(r\cdot lk - \frac{5\,lk}{3}) + \ldots\ldots\ldots\ldots$$

$$+\varphi_{ki}\,lk\left\{r\,lk - (i-\frac{1}{2})\,lk\right\} - \varphi_{ki}\,(1+\frac{1-\beta_i}{\beta_i})\frac{lk}{2}\left\{r\,lk - (i-\frac{1}{3})\,lk\right\} + \ldots\ldots\ldots\ldots \qquad 10.8)$$

$$+\varphi_{kr}\,lk\frac{lk^2}{2} - \varphi_{kr}\,(1+\frac{1-\beta_r}{\beta_r})\frac{lk^2}{6}$$

Park dan Paulay (1975) kemudian menyederhanakan persamaan tersebut di atas menjadi,

$$\Delta_y = \frac{lk^2}{6} \sum_{i=1}^{i=r} \frac{\varphi_{ki}}{\beta_i} \{6\beta_i(r-i+0{,}5) - 3(r-i) - 1\} \qquad 10.9)$$

Nilai β adalah jarak dari titik balik distribusi kelengkungan kolom, ke ujung bawah kolom yang bersangkutan. Apabila dimabil nilai $\beta_1 = 0{,}6$, kemudian berturut-turut $\beta_2 = \beta_3 =$ ..... $\beta_i =$ ..... $= \beta_r = 0{,}50$, maka setelah diadakan manipulasi matematik, maka persamaan 10.8) diatas akan menjadi,

$$\Delta y = \frac{lk^2}{6}\left[\varphi_{ki}\,(r+\frac{1}{3}) + \varphi_{k2} + \varphi_{k3} + \ldots \varphi_{ki} + . + \varphi_{kr}\right] \qquad 10.10)$$

10.8.3 Mekanisme Runtuh pada Kolom

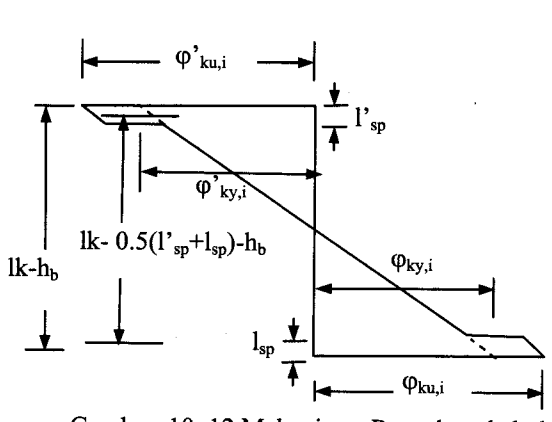
Asumsi yang ketiga yang diambil didepan mengarah kesuatu kondisi bahwa apabila seluruh ujung- ujung kolom dalam suatu tingkat telah leleh atau berfungsi sebagai sendi plastik. Kondisi seperti ini tentu saja agak konservatif, tetapi kondisi ini perlu ditinjau sebagai suatu mekanisme Runtuh pada Kolom (*column sway mechanism*). Mekanisme runtuh seperti ini akan terjadi pada bangunan yang didesain dengan kolom lemah balok kuat (*Weak Column, Strong Beam, WCSB*), seperti tampak pada Gambar 10.12).

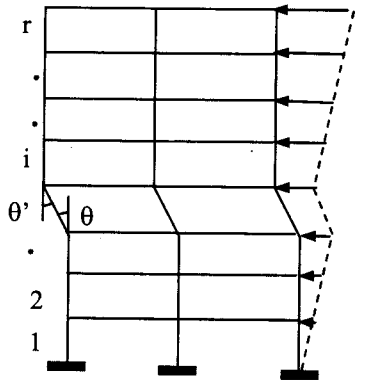
Apabila ujung - ujung kolom dalam sutu tingkat mulai leleh, maka proses deformasi yang mengakibatkan simpangan berjalan terus tanpa adanya tambahan beban sampai pada kondisi simpangan ultimit Δ_u . Pada kondisi simpangan ultimit, pada ujung - ujung kolom pada suatu saat telah terbentuk sendi plastik setebal lsp' dan lsp yang untuk jelasnya seperti pada Gambar 10.12.

Pada saat sendi plastis terjadi pada ujung-ujung kolom, maka kelengkungan telah sampai pada kondisi iltimit, sehingga kelengkungannya bernotasi $\varphi'_{ku,i}$ dan $\varphi_{ku,i}$. Bila tebal sendi plastis masing-masing adalah lsp' dan lsp, maka sudut rotasi yang terjadi oleh adanya sendi plastis pada tingkat ke –i, θ_i tersebut adalah :

$$\theta_i' = (\varphi_{ku,i} - \varphi_{ky,i})\, l_{sp}' \qquad 10.11a)$$

$$\theta_i = (\varphi_{ku,i} - \varphi_{ky,i})\, l_{sp} \qquad 10.11b)$$





Gambar 10. 12 Mekanisme Runtuh pada kolom dan distribusi kelengkungan

Setelah kolom berotasi sebesar θ oleh timbulnya sendi plastis, maka bentuk portal seperti pada Gambar 10.12.b) diatas. Pada keadaan tersebut maka simpangan pada tingkat ke-r dalah adalah jumlah simpangan saat *yield* dan simpangan akibat berotasinya sendi plastik, sehingga simpangan ultimit Δ_u, pada puncak tingkat ke-r adalah,

$$\Delta_u = \Delta_y + \theta\{lk - 0{,}5(lsp + lsp')\} \qquad 10.12)$$

Di atas telah diambil definisi bahwa daktilitas simpangan adalah ratio antara simpangan apada kondisi ultimit dengan simpanga pada lulu pertama, dengan demikian,

$$\mu = 1 + \frac{\theta}{\Delta_y}\{1k - 0{,}50(lsp' + lsp)\} \qquad 10.13)$$

Pers.10.13) diatas sebetulnya sudah mampu menghubungkan antara mekanisme runtuh pada kolom, daktilitas simpangan dan daktilitas lengkung, yaitu degan menghubungkannya dengan pers. 10.10) dan pers.10.11).

Untuk penyederhanaan masalah perlu diambil asumsi-asumsi. Asumsi ke-1 adalah kelengkungan kolom seluruh tingkat dianggap sama yaitu $\varphi_{k1} = \varphi_{k2} = \ldots\ldots = \varphi_{ki} = \ldots\ldots = \varphi_{kr} = \varphi_y$. kalau demikian maka asumsi ini akan membawa konsekuensi bahwa kebutuhan daktilitas lengkung kolom dianggap sama untuk seluruh tingkat. Bila diambil notasi $1k = \lambda_k h_k$, $lsp' = lsp = \alpha_k h_k$ maka dengan membuat generalisasi yaitu simpangan pada tingkat ke-i , maka dari pers. 10.9) dan pers. 10.10) akan menjadi,

$$\Delta_{yi} = \frac{(\lambda_k . h_k)^2}{6}\left[\varphi_y\left\{(r + \frac{1}{3}) + (i - 1)\right\}\right], \text{dengan i=1, 2, 3,.....r} \qquad 10.14)$$

Pers. 10.14) dapat disederhanakan menjadi,

$$\Delta y_i = \lambda_k{}^2 \, h_k{}^2 \, \varphi_y \left[\frac{r+i}{6} - \frac{1}{9}\right] \qquad 10.15)$$

Dengan diambilnya konversi $lsp' = lsp = \alpha_k.h_k$ maka persamaan 10.11) menjadi,

$$\theta = \alpha_k \, h_k \, (\varphi_u - \varphi_y) \qquad 10.16)$$

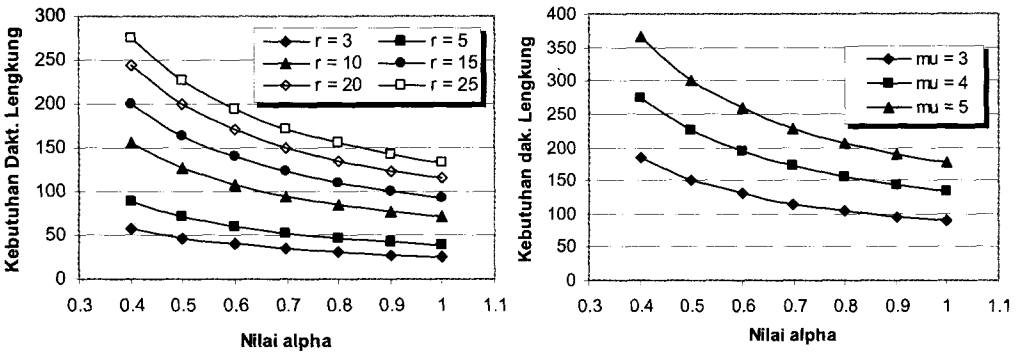
Substitusi persamaan 10.15) dan pers.10.16) kedalam persamaan 10.13), maka akan diperoleh,

$$\mu - 1 = \frac{\alpha_k \, h_k \, (\mu_{ku} - \mu_{ky}) h_k \, \{\lambda_k - 0{,}50(2\alpha_k)\}}{\lambda_k{}^2 \, h_k{}^2 \, \varphi_{ky}\left[\frac{r+i}{6} - \frac{1}{9}\right]}$$

$$\mu_{k\varphi} = \frac{\varphi_{ku}}{\varphi_{ky}} = \frac{(\mu - 1)\,\lambda_k{}^2 \left(\frac{r+i}{6} - \frac{1}{9}\right)}{\alpha_k(\lambda_k - \alpha_k)} + 1 \qquad 10.17)$$

Persamaan 10.17) adalah persamaan eksplisit (*closed form equation*) yang mampu/lebih jelas menghubungkan antara daktilitas simpangan μ_Δ, daktilitas lengkung φ_{ku} /φ_{ky}, banyak tingkat r, pada tingkat ke - i, di mekanisme runtuh pada kolom. Apabila banyak tingkat r diketahui, daktilitas simpangan μ_Δ diketahui, masing-masing nilai α_k dan

λ_k diketahui maka permintaan daktilitas lengkung μ_φ dapat dihitung, yang contohnya disajikan pada Gambar 10.13).



Gambar 10.13 Kebutuhan daktilitas lengkung kolom SBWC vs α untuk berbagai variabel

Daktilitas lengkung pada ujung-ujung kolom yang diperlukan agar terjadi mekanisme runtuh pada kolom dapat diperoleh dengan menggunakan pers. 10.17) Berdasarkan rumus tersebut, ada beberapa hal yang mempengaruhi besarnya daktilitas lengkung yaitu ratio tinggi kolom terhadap lebar kolom (λ_k), tebal sendi plastis relatif terhadap lebar kolom (α_k), daktilitas simpangan (μ_Δ) yang diperlukan dan tinggi bangunan (r). Didepan telah disampaikan bahwa daktilitas lengkung tersebut dianggap sama untuk seluruh tingkat.

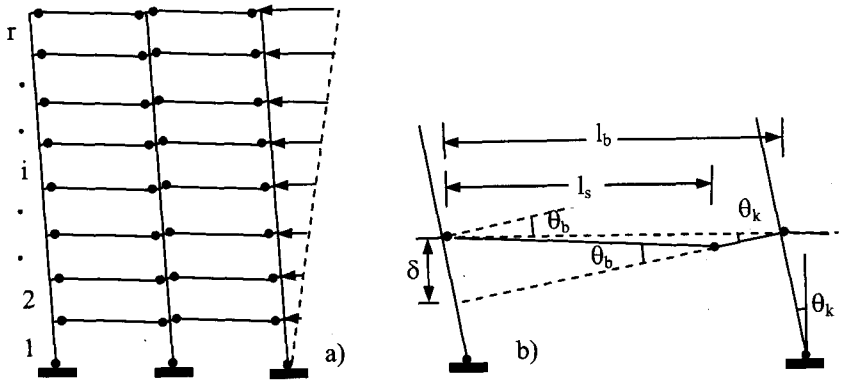
Gambar 10.13.a) adalah contoh kebutuhan daktilitas lengkung μ_φ untuk beberapa macam jumlah tingkat suatu bangunan yang diplot lawan panjang sendi plastik. Kebutuhan daktilitas lengkung pada kolom $\mu_{k\varphi}$ di mekanisme runtuh jenis ini adalah seperti yang disajikan pada Gambar 10.13). Gambar tersebut dibuat dengan asumsi bahwa daktilitas simpangan $\mu_\Delta = 4$, nilai $\lambda_k = 8$ untuk bangunan tingkat 3 dan terus mengecil sampai $\lambda_k = 4$ untuk bangunan 25-tingkat.

Pada gambar tersebut tampak jelas bahwa semakin tinggi bangunan maka kebutuhan daktilitas lengkung akan semakin besar apalagi pada sendi plastik yang semakin pendek. Dari hal ini dapat diketahui bahwa sendi plastik yang baik adalah sendi plastik yang relatif panjang. Gambar 10.13.b) adalah plot antara kebutuhan daktilitas lengkung untuk beberapa nilai daktilitas simpangan μ_Δ yang dikehendaki. Tampak bahwa semakin tinggi nilai daktilitas simpangan yang dikehendaki, maka kebutuhan daktilitas lengkung juga semakin besar. Pengaruh panjang sendi plastik masih sama dengan sebelumnya.

Tampak pada gambar-gambar tersebut bahwa kebutuhan daktilitas lengkung μ_φ kolom pada *column sway mechanism* untuk bangunan yang relatif tinggi ternyata mencapai > 100 Kelak akan diketahui bahwa kebutuhan daktilitas lengkung agar bangunan tidak runtuh pada mekanisme runtuh jenis ini tidak dapat dipenuhi. Watson dkk (1988) mengatakan bahwa daktilitas lengkung yang dapat disediakan oleh kolom masih bergatung pada gaya aksial yang bekerja. Semakin besar gaya aksial yang bekerja maka semakin kecil daktilitas lengkung yang dapat disediakan. Dengan tidak dapat disediakannya kebutuhan daktilitas lengkung yang dimaksud, maka bangunan dengan mekanisme jenis ini (*column sway mechanism*), benar-benar akan runtuh. Dengan demikian mekanisme runtuh bangunan gedung jenis ini sangat dihindari.

10.8.4 Mekanisme Runtuh pada Balok

Pada mekanisme runtuh di balok, maka sendi plastis akan terjadi pada ujung-ujung balok, dan juga ujung bawah kolom dasar. Asumsi yang umumnya diambil adalah sendi plastik terjadi secara bersamaan pada ujung2 balok. Kondisi seperti ini jarang terjadi apalagi pada struktur yang termasuk *gravity load dominated* (struktur relatif rendah, bentang balok besar dan terletak didaerah gempa rendah). Pada mekanisme runtuh jenis ini, maka portal bertingkat akan menjadi seperti Gambar 10.14).



Gambar 10.14. Mekanisme Runtuh pada balok & letak sendi plastis.

Dengan memperhatikan diatas maka rotasi plastis yang terjadi pada ujung kolom dasar menjadi,

$$\theta_k = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{r\, l_k} \qquad 10.18)$$

Untuk dapat memperoleh besarnya Δ_u maka perlu dibuat gambar detail letak sendi plastis pada balok, dan hubungannya dengan sudut rotasi yang terjadi pada ujung bawah kolom dasar. Detail yang dimaksud adalah seperti Gambar 10.14.b) di atas.

$$\delta = \theta_b\, l_s = \theta_k\, l_b \qquad 10.19)$$

Substitusi pers.10.18) kedalam persamaan 10.19 selanjutnya akan diperoleh,

$$\theta_b = \frac{\theta_k\, l_b}{l_s} = \frac{\Delta_u - \Delta_y}{r\, l_k}\,\frac{l_b}{l_s} \qquad 10.20)$$

Setelah disusun persamaan 10.20) di atas menjadi,

$$\Delta_u = \Delta_y + \frac{\theta_b\, r\, l_k\, l_s}{l_b} \qquad 10.21)$$

padahal $\frac{l_s\, \theta_b}{l_b} = \theta_k$, sehingga persamaan 10.21) akan menjadi,

$$\Delta_u = \Delta_y + r\, l_k\, \theta_k \qquad 10.22)$$

Persamaan 10.22) adalah persamaan yang mempunyai hubungan dengan sendi plastik pada ujung kolom dasar. Selanjutnya mirip persamaan 10.11), maka nilai θ_b dalam persamaan 10.21) adalah

$$\theta_b = \left(\varphi_{bu} - \varphi_{by} \right) l_{spb} \qquad 10.23)$$

Dengan demikian persamaan 10.22) akan menjadi,

$$\Delta_u = \Delta_y + \frac{r\ l_k\ l_s}{l_b} \left(\varphi_{bu} - \varphi_{by} \right) l_{spb} \qquad 10.24)$$

Persamaan 10.24) adalah persamaan yang ada hubungannya dengan sendi plastis pada balok. Dengan konsep daktilitas yang telah disebut didepan, maka daktilitas simpangan pada mekanisme runtuh pada balok adalah,

$$\mu = 1 + \frac{r\ l_k\ l_s}{l_b} \frac{\left(\varphi_{bu} - \varphi_{by} \right)}{\Delta_y} l_{spd} \qquad 10.25)$$

Nilai Δ_y pada persamaan 10.25) adalah senada seperti pada pers.10.15), kelengkungan dinyatakan dalam φ_{ky} , padahal yang diperlukan dalam hal ini adalah yang dinyatakan dalam Δ_{by} , agar melalui/menggunakan pers. 10.24) dapat diperoleh ratio antara φ_{bu} dengan φ_{by} . Oleh karena itu antara φ_{ky} dan φ_{by} harus dihubungkan satu sama lai dengan hubungan,

$$\varphi_{ky} = \xi\ \varphi_{by} \qquad 10.26)$$

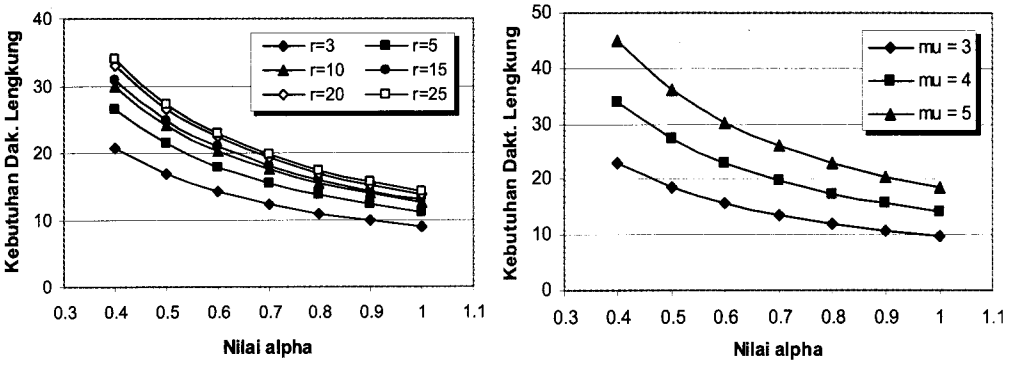
Semakin besar tinggi efektif balok, semakin kecil φ_b , maka semakin besar nilai ξ , dan nilai tersebut dapat saja 1 , 2, 3 atau lebih (Park & Paulay, 1975). Hal tersebut sangat mungkin pada bangunan yang semakin tinggi. Pada bangunan yang semakin tinggi ukuran kolom akan menjadi lebih besar daripada balok sehingga $\varphi_{ky} > \varphi_{by}$.

Bila tinggi balok efektif adalah h_b, lk = $\lambda_b\ h_b$, $l_s = \gamma\ l_b$, $l_{spd} = \alpha_b\ h_b$, maka dengan menggunakan Δ_y seperti pers. 10.15), pers.10.25) dapat ditulis menjadi ,

$$\mu_\Delta - 1 = \frac{r \lambda h_b \gamma l_b}{l_b} \frac{\left(\varphi_{bu} - \varphi_{by} \right) \alpha_b h_b}{\xi \lambda_b{}^2 h_b{}^2 \varphi_{by} \left(\frac{r+i}{6} - \frac{1}{9} \right)}$$

$$\frac{\varphi_{bu}}{\varphi_{by}} = \frac{\xi \left(\mu_\Delta - 1 \right) \lambda_b{}^2 \left(\frac{r+i}{6} - \frac{1}{9} \right)}{\alpha_b\ \lambda_b\ \gamma\ r} + 1. \qquad 10.27)$$

Pers.10.27) adalah persamaan yang mampu menghubungkan antara daktilitas simpangan, daktilitas lengkung balok dan banyak tingkat, pada tingkat ke-i di mekanisme runtuh pada balok. Apabila nilai-nilai λ_b, α_b, γ, μ_Δ dan r diketahui atau ditetapkan maka kebutuhan daktilitas lengkung balok pada mekanisme runtuh balok (*beam sway mecahnism*) dapat ditentukan. *Beam sway mechanism* ini akan terjadi apabalila struktur didesain berdasarkan konsep kolom kuat balok lemah atau *Strong Column and Weak Beam (SCWB).*



Gambar 10.15 Kebutuhan daktilitas lengkung balok SCWB vs α untuk berbagai variabel

Plot hubungan antara nilai α dengan kebutuhan daktilitas balok disajikan pada Gambar 10.15). Gambar tersebut dibuat dengan asumsi bahwa daktilitas simpangan $\mu_\Delta = 4$, nilai γ = 0,9, nilai $\lambda_k = 8$ untuk bangunan tingkat 3 dan terus mengecil sampai $\lambda_k = 4$ untuk bangunan 25-tingkat dan nilai, nilai $\xi = 1$ untuk bangunan 3-tingkat dan terus membesar samapai $\xi = 3$ untuk bangunan 25-tingkat (karena kolomnya semakin besar, sedangkan baloknya relatif tidak begitu besar).

Sebagaimana pada kolom, maka kebutuhan daktilitas lengkung ini dipengaruhi oleh beberapa hal, namun demikian yang diplot hanya pengaruh tinggi bangunan, panjang sendi plastik dan kebutuhan daktilitas simpangan. Pengaruh panjang sendi plastik terhadap kebutuhan daktilitas lengkung balok masih senada dengan mekanisme runtuh pada kolom, yaitu semakin kecil kebutuhannya pada sendi plastik yang semakin panjang. Namun demikian kebutuhan daktilitas lengkung nominalnya jauh lebih kecil daripada kalom yaitu hanya berkisar antara 20 dan bahkan dapat lebih kecil lagi.

Gambar 10.15.b) menunjukkan pengaruh daktilitas simpangan μ_Δ terhadap kebutuhan daktilitas lengkung balok. Tampak bahwa semakin tinggi daktilitas simpangan yang diminta maka kebutuhan daktilitas lengkungnya juga akan semakin tinggi. Nanti akan diketahui bahwa kebutuhan daktilitas lengkung kisaran 20 tersebut relatif mudah untuk dipenuhi oleh balok. Dengan demikian kebutuhn daktilitas lengkung sebagai prasarat ketidak-runtuhan dapat dipenuhi. Oleh karena itu dapat disimpulkan bahwa bangunan dengan jenis *beam-sway mechanism* seperti ini tidak akan runtuh total, dan mekanisme inilah yang dianjurkan utntuk dipakai.

Selanjutnya kebutuhan daktilitas lengkung yang diperlukan pada sendi plastis ujung kolom dasar pada mekanisme keruntuhan balok dapat diperoleh dari persamaan 10.22),

$$\mu_\Delta = 1 + r\, l_k \frac{\theta_k}{\Delta y} \qquad 10.28)$$

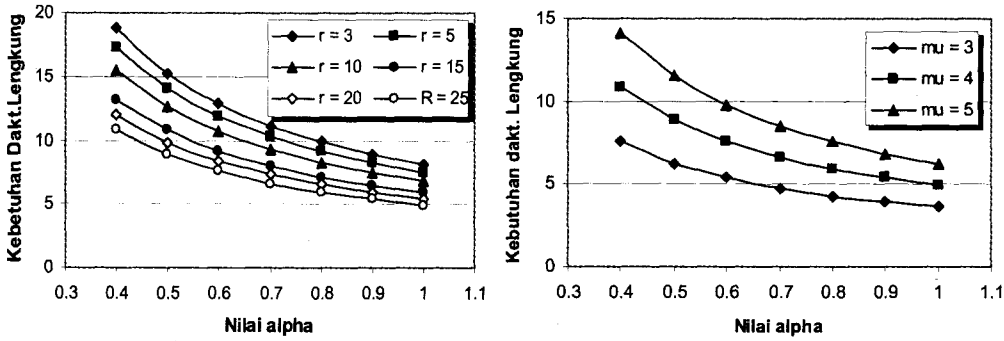
Senada dengan bahasan sebelumnya bila $l_k = \lambda_k\, h_k$, $l_{sp} = \alpha . h_k$, dan nilai Δ_y menggunakan pers.10.15) maka pers. 10.28) akan menjadi,

$$\mu_\Delta - 1 = \frac{r\, \lambda_k\, h_k \left(\varphi_{ku} - \varphi_{ky}\right) \alpha_k\, h_k}{\lambda_k{}^2\, h_k{}^2\, \varphi_{ky} \left(\frac{r+i}{6} - \frac{1}{9}\right)}$$

$$\frac{\varphi_{ku}}{\varphi_{ky}} = \frac{(\mu_\Delta - 1)\lambda_k{}^2 \left(\frac{r+1}{6} - \frac{1}{9}\right)}{\alpha_k \lambda_k r} + 1. \qquad 10.29)$$

Persamaan 10.29) adalah persamaan yang menghubungkan antara daktilitas simpangan μ_Δ dan kebutuhan daktilitas lengkung kolom. Apabila nilai-nilai μ_Δ, λ_k dan α_k dan banyak tingkat r diketahui/ditetapkan, maka kebutuhan daktilitas lengkung di sendi plastik ujung bawah kolom tingkat dasar akan dapat diketahui.

Kebutuhan daktilitas lengkung kolom ujung bawah tingkat dasar $\mu_{k\varphi}$ sebagai fungsi dari panjang sendi plastik untuk berbagai tingkat disajikan pada Gambar 10.16). Gambar tersebut dibuat dengan asumsi sama dengan asumsi pada balok diatas. Tampak pada Gambar bahwa kebutuhan daktilitas lengkung ujung bawah kolom tingkat dasar $\mu_{k\varphi}$ pada *beam-sway mechanism* ternyata relatif kecil dan bahkan lebih kecil daripada yang terjadi di sendi-sendi plastik pada balok. Kebutuhan daktilitas lengkung $\mu_{k\varphi} \approx 10 - 15$ untuk kolom relatif agak mudah dipenuhi, apalagi kalau gaya aksial yang bekerja tidak begitu besar.



a) b)

Gambar 10.16 Kebutuhan daktilitas lengkung kolom SCWB vs α untuk berbagai variabel

Senada dengan hasil sebelumnya semakin panjang sendi plastik pada kolom maka akan semakin kecil kebutuhan daktilitas lengkung yang diperlukan. Effek banyaknya tingkat terhadap kebutuhan daktilitas lengkung juga relatif kecil apalagi pada sendi platik yang semakin panjang. Gambar 10.16.b) adalah plot antara kebutuhan daktilitas lengkung sebagai fungsi dari panjang sendi plastik untuk beberapa nilai daktilitas simpangan. Senada dengan hasil sebelumnya, kebutuhan daktilitas lengkung akan semakin besar pada daktilitas simpangan yang semakin besar. Hal ini sesuai dengan ekspresi kebutuhan daktilitas lengkung pada pers.10.29).

Berdasarkan hasil-hasil di atas maka diantara *beam* dan *column sway mechanism* daptlah disimpulkan bahwa :

a). Kestabilan struktur pada mekanisme goyangan pada kolom (*column sway mechanism*) akan sulit terjadi, dan semakin tinggi bangunan semakin sulit mekanisme ini bakal terjadi. Hal ini disebabkan begitu besarnya daktilitas lengkung potongan kolom yang harus disediakan agar struktur tidak runtuh, sehingga hal ini sulit untuk dipenuhi. Hal ini adalah gejala alam, tetapi justru menguntungkan, karena hal semacam inilah yang diharapkan.

b). Sebaliknya kestabilan struktur pada mekanisme goyangan pada balok (*beam sway mechanis*) relatif mudah terjadi bila ukuran balok relatif terhadap kolom tidak terlalu besar. Dalam kondisi ini hanya menuntut adanya daktilitas lengkung yang relatif kecil, yang kenyataannya mudah dibuat detail penulangannya. Mekanisme runtuh pada balok kenyataannya lebih dikehendaki dari pada luluh pada kolom.

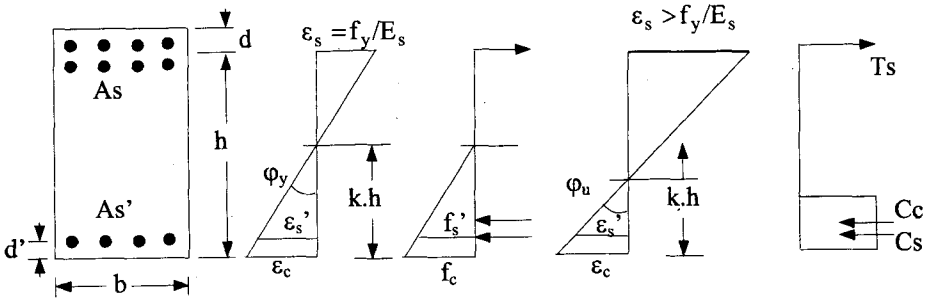
10.9 Daktilitas Elemen Struktur Beton

Di atas telah disampaikam berkali-kali tentang daktilitas lengkung, namun belum dibahas bagaimana nilai daktilitas lengkung itu dicari. Menurut Paulay dan Priestley (1992) ada bermacam-macam daktilitas yang diantaranya adalah daktilitas lengkung (*curvature ductility*) dan daktilitas simpangan (*displacement ductility*). Namun demikian semua jenis daktilitas itu maknanya sama yaitu kemampuan suatu eleman struktur untuk berdeformasi inelastik secara berkelanjutan akibat beban siklik tanpa adanya penurunan kekuatan yang berarti

Tulangan pokok di dalam struktur beton bertulang umumnya diikat satu sama lain oleh suatu sengkang-sengkang tersebut juga dapat difungsikan sebagai penahan tegangan geser atau berfungsi sebagai tulangan geser. Selain itu sengkang-sengkang tersebut juga berfungsi sebgai pengekang (*confined)* beton agar tidak pengurangan inti/*core* beton yang berlebihan (akibat pecah2nya beton) , terutama pada kolom yang mendapat beban aksial. Dengan sistim pengekangan (*confinement)* ini maka kuat desak beton akan bertambah karena beton tidak langsung retak/pecah. namun demikain ada kalanya beton dianggap tidak dikekang (*unconfined concrete*). yang akan dibahas lebih lanjut adalah daktalitas lengkung pada balok beton tidak terkekang (*unconfined concrete*).

10.9.1. *Yield Curvature* φ_y.

Untuk memperoleh nilai *curvature ductility* maka sesuatu yang harus dibahas /dihitung terlebih dahulu adalah *yield curvature*, φ_y. Untuk membahas masalah ini maka perlu diambil model balok beton dengan beton tidak terkekang yang mempunyai tulangan rangkap. Mengapa dipakai tulangan rangkap karena pada daerah sendi plastik umumnya terdiri atas balok dengan tulangan rangkap. Potongan, diagram tegangan dan regangan saat leleh pertama dan pasa kondisi *ultimate* adalah seperti pada Gambar 10.17).



Gambar 10.17 Balok Tulangan Rangkap, a) Saat leleh pertama, b) saat ultimit.

Menurut Park dan Paulay (1975) diagram tegangan regangan desak beton masih dalam keadaan elastik apabila tegangan desak beton kurang dari 0.70 f'c pada saat baja tulangan

mulai leleh pertama. Pada keadaan tersebut letak garis netral dapat dicari dengan prinsip elastik. Nilai k pada gambar di atas dapat dicari menurut prinsip analisis tampang balok beton secara elastik sebagaimana dimuat dalam buku-buku literatur. Nilai k tersebut adalah,

$$k = \left[(\rho + \rho')^2 n^2 + 2\left\{ \rho + \frac{\rho' d'}{h} \right\} n \right]^{\frac{1}{2}} - (\rho + \rho') n \qquad 10.30)$$

$$\rho' = \frac{As'}{b.h}, \qquad \rho = \frac{As}{b.h} \qquad 10.31)$$

$$n = \frac{Es}{Ec} \qquad 10.32)$$

ρ adalah *tension reinforcement ratio*, ρ adalah *compression reinforcement ratio,* n adalah angka ekivalensi, d' adalah tebal selimut beton desak, dan d adalah tinggi efektif balok.

Nilai *curvature* saat leleh pertama pada hakekatnya adalah sudut yang dibentuk oleh diagram regangan menurut Gambar 10.17.a) di atas. Dengan demikian nilai "*curvature* tersebut adalah,

$$\varphi_y = \frac{\varepsilon_s}{(1-k).h} = \frac{f_y / E_s}{(1-k).h} \qquad 10.33)$$

yangmana f_y adalah tegangan leleh baja tulangan dan E_s adalah modulus elastik baja.

10.9.2 *Ultime Curvature*, φ_u

Apabila tegangan desak beton melampaui 0.70 f'c maka garis netral bergerak keatas akibat dari lelehnya baja tulangan yang berlanjut. Pada suatu tegangan desak beton akan mencapai tegangan desak *ultimate*. Pada saat itu distribusi tegangan desak beton akan berbentuk parabola dengan puncak tertentu atau beton sudah mencapai kuat-batas (*ultimate strength*). Ekivalen blok tegangan segi empat akan mengahsilkan nilai a ,

$$a = \frac{A_s f_y - A_s' . f_y}{0{,}85 f_c b} \qquad 10.34)$$

yangmana f'c adalah kuat desak beton umur 28-hari.

Ulltimate curvature φ_u dapat dicari berdasarkan padaa Gambar 10.16.b) yaitu sudut yang dibentuk oleh diagram regangan, yaitu,

$$\varphi_u = \frac{\varepsilon_c}{c} = \frac{\varepsilon_c \beta_1}{a} \qquad 10.35)$$

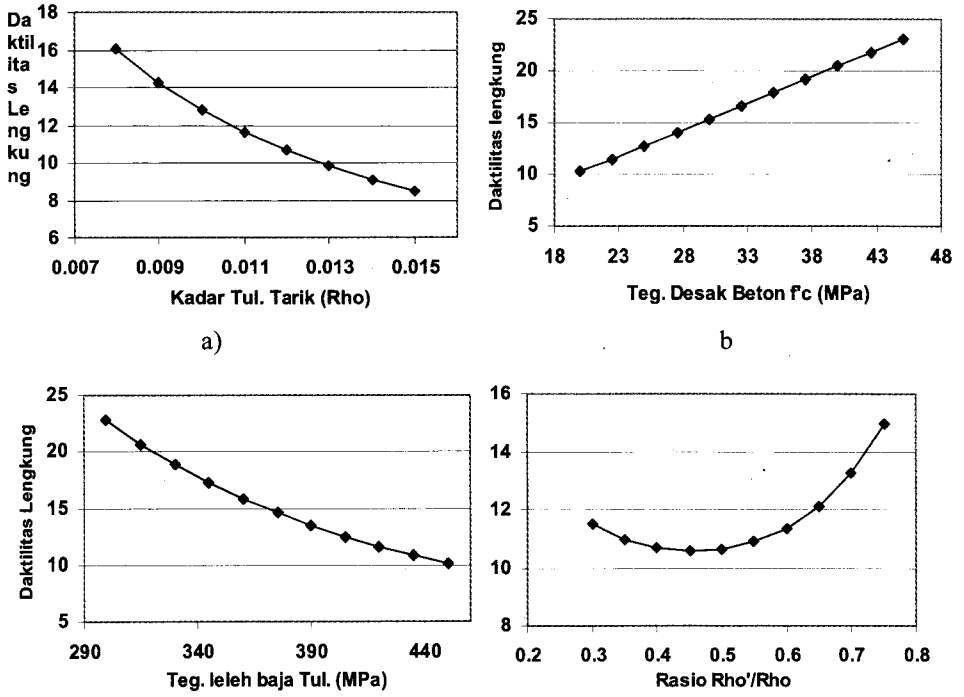
yangmana β_1 adalah ratio antara a dengan c, sedangkan ε_c adalah regangan desak beton.

10.9.3 Daktilitas Kelengkungan (*Curvature Ductility*), μ_ϕ

Curvature ductility adalah ratio antara *ultimate curvature* menurut pers. 10.35) dengan *yield curvature* menurut pers.10.33). Apabila baja sudah mencapai leleh, maka daktilitas lengkung (*curvature ductility*) adalah, Dengan memperhatikan persamaan-persamaan tersebut maka, akan diperoleh *curvature ductility* μ_ϕ yaitu,

$$\frac{\varphi_u}{\varphi_y} = \frac{0.85.f_c.\varepsilon_c.\beta_1.E_s}{f_y(\rho-\rho')f_y}\left\{1+(\rho+\rho')n-\left[(\rho+\rho')^2n^2+2\left\{\rho+\frac{\rho'd'}{h}\right\}n\right]^{\frac{1}{2}}\right\} \quad 10.36$$

Apabila baja desak belum leleh maka proses hitungan curvature ductility sedikit lebih panjang yaitu berdasarkan regangan beton yang terjadi. *Curvature ductility* pada kondisi ini dapat dilihat di Park dan Paulay (1975). Apabila baja desak sudah lelah, maka *curvature ductility* lawan tension *steel content* adalah seperti pada Gambar 10.18).



Gambar 10.18 Daktilitas Lengkung *Unconfined Concrete Beam*

Menurut Gambar 10.18) tersebut dapatlah diketahui bahwa :

1. Semakin besar *tension steel content* ρ maka dukatilitas lengkung yang dapat dikerahkan oleh potongan balok beton *unconfined* akan semakin kecil. Hal ini terjadi karena nilai k akan sedikit mengecil, nilai a akan membesar, tetapi tetap akan menghasilkan *curvature ductility* yang semakin kecil,
2. *Compression steel content* ρ' mempunyai pengaruh parabolik terhadap k, nilai a akan semakin kecil dan pengaruh kombinasinya juga bersifat parabolik. Pengaruh kombinasinya adalah bahwa nilai daktilitas lengkung akan berada pada nilai terendah pada $\rho' \approx 0.45\ \rho$ dan dan nilainya akan membesar pada $0.40 > \rho' > 0{,}50$.
3. Semakin besar tegangan leleh baja maka nilai f_s/E_s dan a akan semakin besar, nilai *ultimate curvature* φ_u akan semakin kecil, pembagi persamaan 10.36) akan semakin

besar dan selanjutnya akan mengakibatkan nilai *curvature ductility* menjadi semakin kecil,

4. Tegangan desak beton mempunyai pengaruh linier terhadap daktilitas lengkung. Hal ini dapat dilihat pada pers. 10.36). Semakin tinggi kuat desak beton maka, nilai n dan a , nilai *ultimate curvature* φ_u pers. 10.35) akan semakin besar, dan penyebut pers. 10.36 akan semakin besar. Kesemuaannya itu akan membuat nilai *curvature ductility* akan semakin besar pada nilai f'c yang semakin besar,
5. Semakin besar nilai regangan desak ultimit beton ε_c, maka *curvature ducttility* akan semakin besar. Hal ini dapat diketahui secara langsung pada pers. 10.36),

Dengan hasil-hasil tersebut maka dapat disimpulkan bahwa elemen beton bertulang *unconfined concrete* akan semakin daktail apabila dipakai mutu beton setinggi-tingginya, mutu baja serendah-rendahnya, tulangan desak sebanyak-banyaknya dan dipakai regangan desak beton yang relatif besar sesuai dengan kemungkinan/peraturan yang ada.

10.9.4 *Ductility of Unconfined dan Confined Column Sections*

Pada bahasan balok beton lentur pengaruh gaya aksial umumnya diabaikan. Pada kondisi tersebut *curvature ductility* dapat dihitung dengan cara yang relatif sederhana sebagaimana di atas. Hitungan daktilitas lengkung hanya didasarkan atas *flexure* yangmana daktilitas langsung dapat dihitung menurut properti potongan (luas tampang, baja tulangan dan tegangan bahan).

Pada kolom beton disamping terjadi *flexure* maka kolom mendapat beban aksial, maka menurut Park dan Paulay (1975) nilai *curvatare ductility* dipengaruhi oleh gaya aksial. Antara momen M dan beban aksial P umumnya dapat dibuat grafik interaksi P-M dan hubungannnya dengan daktilitas lengkung seperti pada Gambar 10.19 (Blume, Newmark dan Conning ,1961).

Kurva 1 dan kurva 2 seperti yang tampak dalam Gambar 10.19.a) tersebut berturut-turut adalah kondisi kolom pada patah desak dan patah tarik pada beton *unconfined*. . Sedangkan kurca 3 adalah diagram interaksi pada beton *confined*. Diagram P-M antara keduanya berbeda karena tegangan kuat desak dan regangan desak untimit beton *unconfined* dan *confined* berbeda secara signifikan. Pada gambar tersebut juga tampak hubungan antara beban (atau rasio beban P/Po) dengan rotasi sendi plastik ϕ.h. Hubungan tersebut tidak sesederhana sebagaimana pada balok karena adanya pengaruh gaya-desak aksial.

Selanjutnya pada Gambar 10.19.b) disajikan daktilitas lengkung sebagai fungsi dari rasio gaya desak aksial untuk beton *unconfined* maupun beton *confined*. Tampak jelas pada gambar tersebut bahwa daktilitas beton *confined* jauh lebih besar daripada beton *unconfined*. Oleh karena itu untuk meningkatkan kemampuan daktilitas lengkung *confinement* terhadap beton pada sendi-sendi-plastik memegang peranan yang sangat penting. Daktilitas lengkung beton akan menurun secara drastis pada gaya aksial yang semakin besar. Dengan demikian kemampuan daktilitas lengkung balok akan lebih besar daripada pada kolom. Hal ini terjadi karena pada gaya aksial yang lebih besar maka elemen kolom akan semakin sulit melentur.

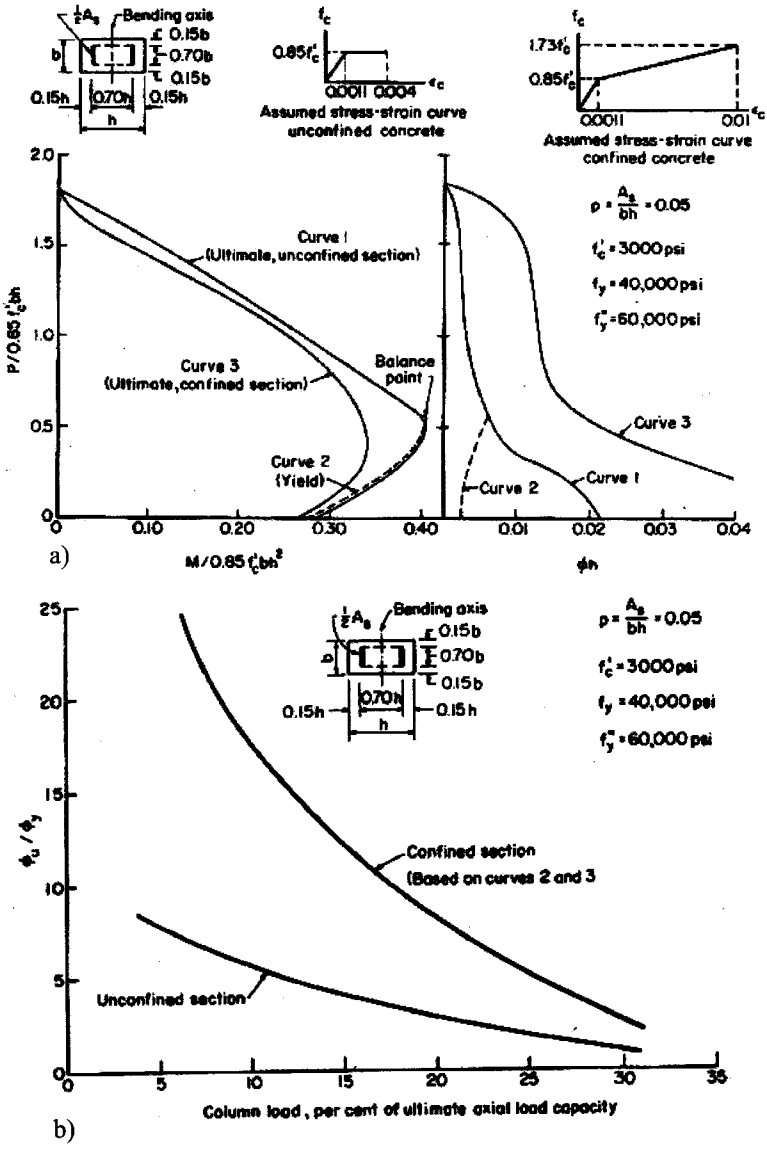
Selanjutnya Blume dkk (1961) juga menyajikan hungan antara beberapa parameter yang mempengaruhi daktilitas kolom, yaitu seperti yang disajikan pada Gambar 10.20). Untuk menaksir daktilitas lengkung kolom maka langkah2nya adalah :

1. dihitung rasio $q = As.f_y / (f'c.b.d)$,

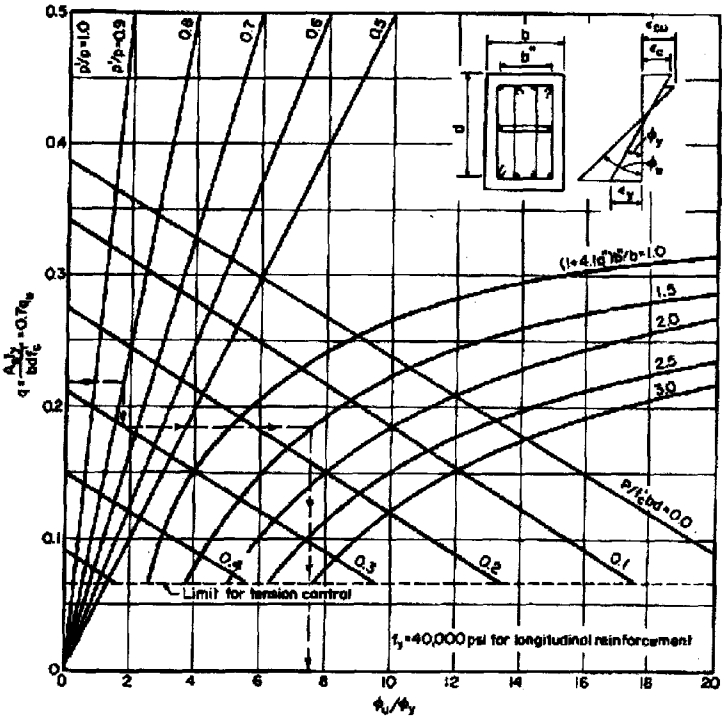
2. dihitung rasio tulangan desak terhadap tulangan tarik ρ' / ρ

3. dihitung rasio beban aksial $P/(f'c.b.d)$

4.dihitung parameter $u = (1+4{,}1.q'').(b''/b)$ yangmana $q'' = (A_{sh}/f_{yh})/(d.h.f'c)$, dengan h adalah tinggi efektif potongan kolom terkekang (*concrete core*), A_{sh} adalah luas potongan sengkang, f_{yh} adalah tegangan leleh sengkang.



Gambar 10.19 daktilitas lengkung pada kolom (Blume dkk, 1961)

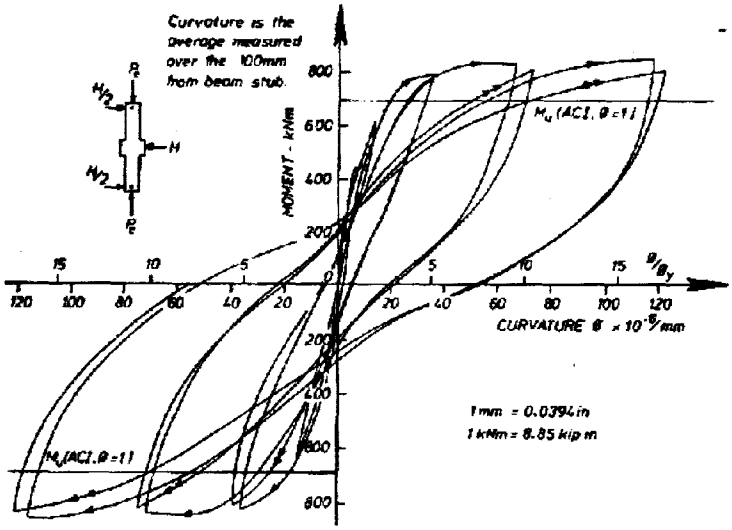


Gambar 10.20) Dakt. lengkung kolom fungsi dari parameter2 (Blume dkk, 1961)

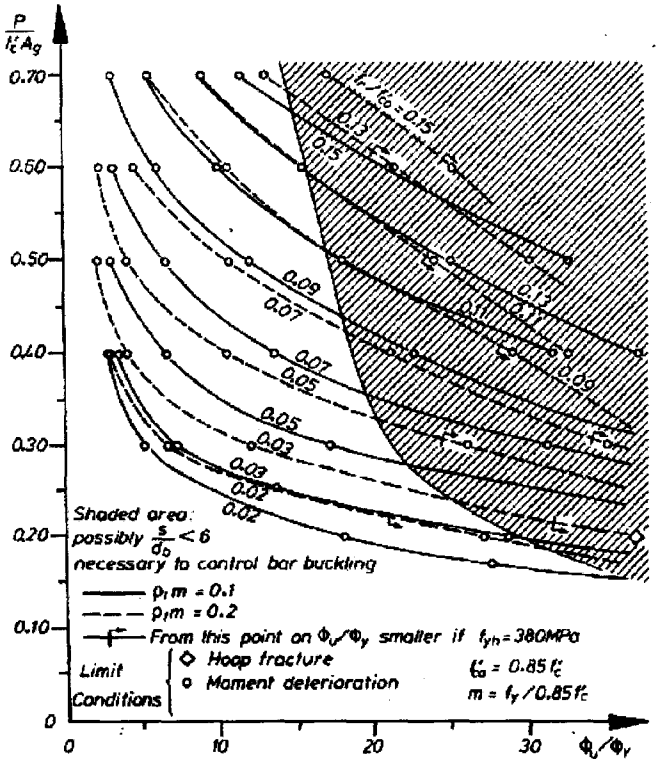
Sebagai contoh, urutan cara pemakaian adalah seperti pada garis-garis putus dengan anak panah seperti yang tampak pada Gambar 10.20). Dari gambar tersebut akan diketahui bahwa daktilitas lengkung kolom akan semakin besar pada gaya aksial P yang semakin kecil dan nilai u yang semakin besar. Efek gaya aksial terhadap daktilitas potongan juga terjadi pada *prestress concrete*. Dengan gaya tendon yang bersifat aksial maka dilain fihak menguntungkan dari segi kemampuan mendukung beban gravitasi, tetapi difihak yang lain menurunkan kapasitas *curvature ductility*. Dengan dasar ini pula nilai K (faktor jenis struktur untuk *prestress concrete* menjadi lebih tinggi, atau juga dapat dikatakan struktur *prestress concrete* harus didesain dengan beban yang lebih besar.

Penelitian daktilitas kolom, baik kolom persegi maupun kolom bulat telah dilakukan oleh banyak peneliti. Park dkk (1982) misalnya telah meneliti kemampuan kolom persegi dalam menyediakan daltilitas lengkung. Dari hasil penelitiannya disimpulkan bahwa pada variasi gaya aksial P/(f'c.Ag) = 0,26 – 0,60 dengan panjang sendi plastik kira-kira 0,5 h, maka daktilitas lengkung yang dapat disediakan berkisar antara 20 – 14. Salah satu hasilnya adalah seperti yang disajikan di Gambar 10.21).

Penelitian yang lain dilakukan oleh Watson dan Park (1982). Penelitian dilakukan atas kolom persegi dengan rasio gaya aksial P/(f'c.Ag) = 0,1 – 0,5, dengan jarak sengkang s ± 0,2.b atau s ± 6.d_b , daktilitas lengkung yang dapat dikerahkan bervariasi mulai dari 23,9 – 10. Penelitian yang lain adalah ketersediaan daktilitas lengkung pada kolom bulat yang dilakukan oleh Zahn dkk (1986) . Penelitian ini salah satunya menghasilkan suatu *Chart* sebagaimana yang tampak pada Gambar 10.22).



Gambar 10.21. Hubungan antara beban dan kelengkungan (Park dkk, 1982)

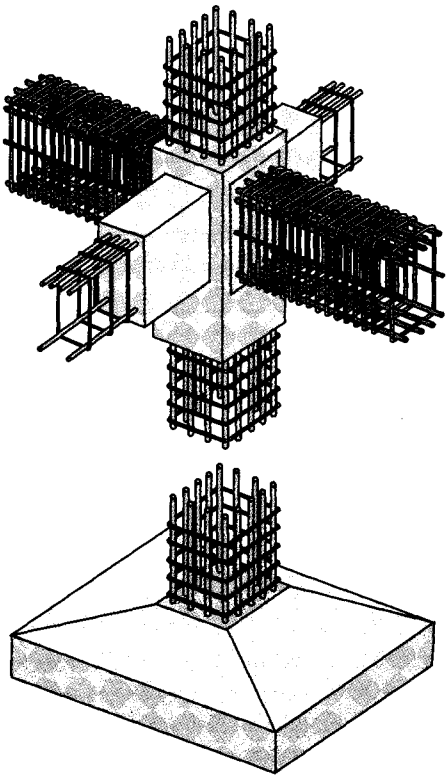


Gambar 10.22) *Chart* daktilitas lengkung kolom bulat (Zhan dkk, 1986)

Menurut Gambar 10.22), daktilitas lengkung yang dapat dikerahkan oleh kolom bulat akan bergantung pada rasio gaya aksial P/(f'c.Ag) dan *confining stress,* fr dari sengkang spiral. Pada gambar tersebut tampak bahwa pada rasio gaya aksial (*axial load ratio*) yang besar maka daktilitas kolom akan semakin kecil dan sebaliknya. Kebutuhan daktilitas lengkung untuk kolom tingkat dasar menurut Gambar 10.16) adalah berkisar μ_ϕ =15 -20. Apabila dikehendaki tidak terjadi tekuk (*buckling*) pada tulangan pokok maka nilai maksimum rasio gaya aksial P/f'c.Ag berkisar antara 0,30 – 0,50. Harus diingat bahwa daktilitas lengkung yang disediakan oleh kolom persegi tampak lebih kecil daripada kolom bulat dengan tulangan spiral.

10.10 Desain Struktur Bangunan Gedung Tahan Gempa

Sebelumnya telah disampaikan filosofi bangunan gedung tahan gempa mulai dari *design philosophy* sampai dengan prinsip dan verifikasi *beam sway mechanism* dalam *Capacity Design.* Simpulan yang dapat diambil adalah bahwa *beam sway mechanism* atau *Strong Column and Weak Beam* (SCWB) adalah mekanisme yang tepat untuk digunakan karena kebutuhan *curvature ductility* dapat dipenuhi dengan baik. Tahap berikutnya akan disajikan prinsip-prinsip desain bangunan gedung tahan gempa.



Gambar 10.23. Contoh penulangan

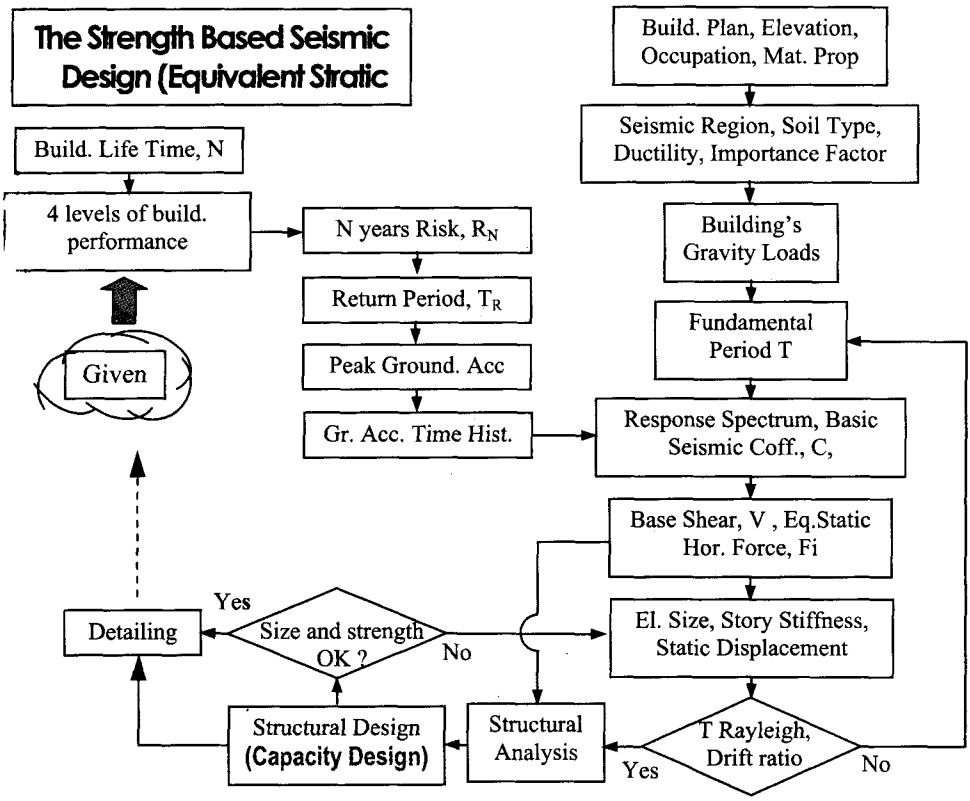
Di dalam desain bangunan gedung tahan gempa perlu diperhatikan : 1) Code beban gravitasi; 2) Code beban gempa (RSNI 03-1726, 2010) dan 3) Code Desain (SNI 03-2847, 2002). Proses desain pada uumumya memperhatikan data & langkah-2 seperti berikut ini.

1. Peruntukan, letak, denah dan tinggi bangunan
2. Jenis tanah, jenis struktur utama (*frames*, *walls* dan kombinasi),
3. Dihitung beban plat lantai, beban balok
3. Berdasar lokasi bangunan kemudian ditentukan respons spektrum percepatan dan respons spektrum desain,
4. Kategori desain seismic, penahan gaya horisontal, SRPMB/M/K, faktor reduksi beban R,
5. Ditentukan kategori bangunan, apakah masih reguler atau bangunan tidak reguler,
6. Burir 5 akan menentukan jenis analisis struktur, apakah masih dapat dilakukan dengan beban ekivalen statik ataupun analisis dengan metode lain,
7. Setelah analisis struktur selesai, maka perlu dilakukan redistribusi momen untuk memenu hi persyaratan kuat momen postif minimal 50 % kuat momen negatif dan syarat-2 lain,
8. Desain balok, dihitung momen kapasitas/Mr untuk desain tulangan geser balok,
9. Desain tulangan kolom SCWB, desain tulangan geser kolom dan *beam column joints*
10. Desain fondasi (jenis, letak, ukuran) dan penulangan telapak fondasi/poer.

10.11 *Strength Based vs Performance Based Seismic Design (PBSD)*

10.11.1 *Strength Based Seismic Design (SBSB)*

Hal-hal yang telah disampaikan sebelumnya khususnya desain kapasitas (*Capacity Design Method*) adalah berkaitan dengan proses desain bangunan tahan gempa menurut *Strength Based Seismic Design (SBSD).* Konsep daktilitas μ, *force reduction factor R* dan *strong column and Waek Beam (SCWB)* menjadi besaran-besaran yang penting di dalam konsep *Capacity Design*. Sebagaimana telah disampaikan sebelumnya, konsep desain kapasitas sudah diperkenalkan sejak lama dan telah dipakai hampir di semua negara.



Gambar 10.24. Bagan alir desain struktur bangunan menurut *Strength Based Approach*

Prinsip desain pada desain kapasitas pada hakekatnya berpedoman pada prinsip *ultimate supply-demand ratio* > 1 baik untuk semua gaya-gaya-dalam (momen lentur, geser, aksial, puntir) maupun geser pada dasar dan puntir bangunan. Hal tersebut menjadi *main acceptance criteria* artinya elemen struktur dianggap akan aman apabila suplai kekuatan harus sama atau lebih besar daripada kebutuhan kekuatan. Karena memakai pendekatan ekivalen statik, maka kriteria yang lain seperti *storey-drift ratio* maupun *overall drift ratio* jarang sekali dihitung/diperhatikan. Prinsip seperti itu pada umumnya disebut *Strength Based Seismic Design* (SBSD). Sebenarnya pemenuhan terhadap prinsip tersebut dan disertainya sifat daktilitas pada desain kapasitas akan membawa elemen dan struktur

menjadi relatif stabil, karena proses disipasi energi akan dapat berlangsung dengan baik. Namun demikian hal tersebut harus disertai dengan *detailing*, pemakaian bahan dan kualitas pelaksanaan yang baik. Secara umum prosedur SBSD disajikan pada Gambar 10.24)

Pada umumnya yang ditentukan terlebih dahulu adalah masa-layan (*life time*) bangunan N, kinerja (*performance*) dan tingkat resiko bangunan selama masa-layan R_N yang dikehendaki. Dengan memakai data kegempaan dan metode tertentu (*seismic hazard analysis*) maka hubungan antara periode ulang dan percepatan batuan dasar (*hazard curve*) dapat ditentukan. Berdasar pada hal tersebut maka desain beban gempa dalam bentuk *ground motion time history* (GMTH) dapat ditentukan. Dengan metode rambatan gelombang geser secara vertikal maka GMTH di permukaan tanah, peta GMTH dan respons spektrum dapat ditentukan. Apabila respons spektrum telah ditentukan maka prosedur desain menurut SBSD dengan pendekatan ekivalen statik dapat dilakukan dengan prosedur seperti Gambar 10.23).

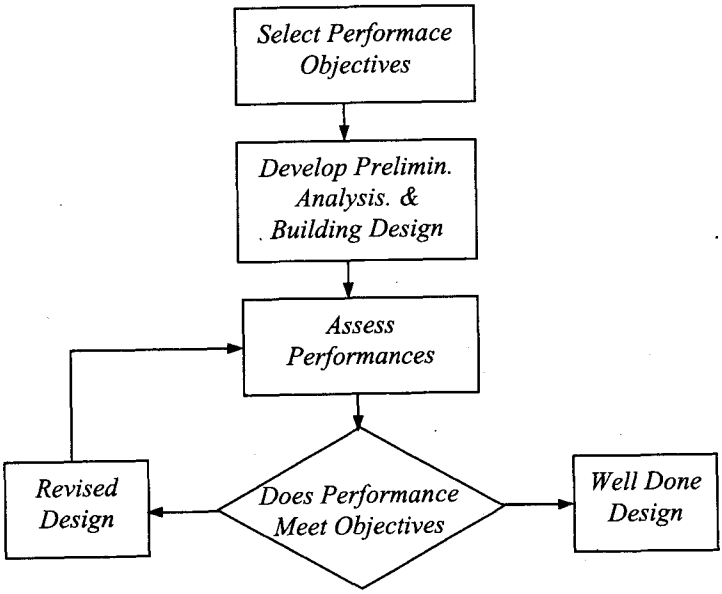
10.11.2 *Performance Based Seismic Design (PBSD)*

10.11.2.a Konsep *PBSD*

Desain bangunan tahan gempa dengan pendekatan SBSD telah dipakai sejak tahun 1970'an. Selama periode pemakaian tersebut telah terjadi banyak gempa-gempa besar dunia yang telah mengakibatkan kerusakan bangunan. Oleh karena itu para ahli merasakan bahwa telah terjadi peningkatan *seismic risk* pada bangunan gedung dan dirasakan semakin jauh dari kondisi sosial-ekonomi yang masih dapat ditoleransi (Bertero & Bertero ,2004). Hal tersebut sebenarnya bukan semata-mata karena tidak sempurnanya pinsip Desain Kapasitas, karena menurut pengalaman di beberapa kejadian gempa, kerusakan/keruntuhan bangunan lebih banyak diakibatkan oleh ketidak jelasan prinsip desain/cacat pada proses desain, kualitas bahan dan pelaksanaan yang kurang baik ataupun terjadi pada bangunan-bangunan lama. Peningkatan resiko kerusakan pada bangunan-bangunan tersebut salah satunya juga disebabkan oleh magnitudo gempa yang relatif besar.

Entah apapun alasan dan sebabnya, fakta peningkatan resiko kerusakan bangunan memamg harus segera dicari jalan pemecahannya. Oleh karena itu para ahli sepakat untuk melakukan pengembangan desain dari: 1) *strength based design* menjadi 2) *displacement based seismic design*; 3) *performance based seismic design (PBSD)* dan 4) *energy based seismic design*. Mengingat begitu luasnya pengembangan proses desain yang telah dilakukan maka pada kesempatan ini hanya *performance based seismic design* yang akan dibahas lebih lanjut.

Perbaikan komprehensif terhadap pengadaan bangunan tidak hanya terbatas pada perbaikan desain proses tetapi juga *detailing*, pelaksanaan (*construction*), monitoring pemakaian (*occupancy*) dan perawatan bangunan (*maintenance*). Usaha tersebut telah dimulai/ diprakarsai oleh SEAOC Vision 2000 melalui laporan yang berjudul : *Performance-Based Seismic Engineering of Buildings,* PBSEB. Istilah PBSEB kadang juga disebut *Performance Based Seismic Engineering*, PBSE dan juga disebut *Performance Based Earthquake Engineering*, PBEE. Cakupan dari PBSEB pada hakekatnya terlalu luas, oleh karena itu para ahli lebih berkonsentrasi pada aspek desain sehingga akhirnya menjadi *Performance Based Seismic Design*, PBSD. Prinsip utama pada PBSD adalah proses desain bangunan yangmana kinerja bangunan yang dikehendaki ditentukan terlebih dahulu dan di ujung proses desain target kinerja tersebut dipakai sebagai *acceptance criteria* yang harus dipenuhi.



Gambar 10.25. *Flow-chart Performance Based Seismic Design* (Anonim, 2006)

Secara singkat proses PBSD pada bangunan adalah seperti yang disajikan pada Gambar 10.25 (Anonim, 2006). Tampak bahwa bedanya dengan SBSD utamanya terletak pada *checking* terhadap target-kinerja yang telah ditetapkan sebelumnya. Apabila target kinerja telah dipenuhi maka proses desain telah selesai, apabila belum terpenuhi maka perlu revisi desain.

10.11.2.b *Performance Objectives*

Sebagaimana tampak pada Gambar 10.24) langkah pertama dalam PBSD adalah menentukan *performance objectives*. *Performance objectives* terdiri atas 2 elemen pokok (Kunnath, 2006) yang pada hakekatnya adalah hubungan konsekuensial yaitu antara *hazard levels* dengan *performance levels*. *Hazard levels* adalah level-level ancaman gerakan tanah akibat gempa yang didasarkan atas *percent risk* (*% risk*) atau % resiko yang boleh dilampaui selama masa-layan (*life-time*) bangunan. Level gerakan tanah yang diperoleh pada *% risk* untuk masa-layan bangunan N tertentu dan periode ulang gempa T_R tertentu baik yang dinyatakan dalam *hazard curve* maupun *hazard map* dapat dihitung melalui *seismic hazard analysis*m baik secara deterministik maupun probabilistik. Sebagai contoh, gempa dengan periode ulang T_R = 475 tahun, selama masa-layan N = 50 tahun bangunan akan terjadi dengan probabilitas R_N = 10 %. Hubungan antara % resiko R_N, masa-layan N dan periode ulang T_R sudah dibahas pada Bab I.

Sementara itu *performance levels* adalah serangkaian level-kinerja struktur atas akibat dari tiap-tiap tingkatan *hazard levels*. *Performance levels* yang dimaksud misalnya : 1) *Fully Operational*; 2) *Immediately Occupancy;* 3) *Life Safety* dan 4) *Collapse Prevention*. Representasi *performance levels* tampaknya tidak sama persis mulai dari FEMA 273 FEMA 356 ataupun di Vision 2000. Namun demikian secara garis besar makna *performace levels* tersebut hampir sama.

10.11.2.c *Performance Levels*

Performance levels secara umum dapat diekspresikan menjadi 2-hal pokok yaitu level kerusakan (*damage state*) dan status operasional (*operational state*). Kedua hal pokok tersebut pada hakekatnya adalah serangkaian tingkat-tingkatan kinerja struktur bangunan akibat level *hazard* yang berbeda. *Performance levels* ini untuk pertama kalinya dimuat dalam FEMA 273 maupun FEMA 356 yang bertutut-turut dari respons yang paling kecil adalah (ATC 58-2) :

1) ***Fully Operational (FO)***

Adalah kondisi yangmana tetap dapat beroperasi langsung setelah gempa terjadi (*operational state*). Hal ini terjadi karena elemen struktur utama tidak mengalami kerusakan sama sekali dan elemen non-struktur hanya mengalami kerusakan sangat kecil sehingga tidak menjadi masalah (*damage state*). Di dalam ATC 58-2, *performance level* ini disebut sebagai *Continued Operations* and *Continued Occupancy* berturut-turut sebagai representasi *operational state* dan *damage state*.

2) ***Immediately Occupancy* (IO)**

Adalah suatu kondisi yangmana struktur secara umum masih aman untuk kegiatan operasional segera setelah gempa terjadi (*damage state*). Ada kerusakan yang sifatnya minor perbaikannya tidak mengganggu pemakai bangunan. Oleh karena itu bangunan dapat pada level ini juga hampir langsung dapat dipakai setelah kejadian gempa. Menurut ATC 58-2, kondisi level ini disebut *interupted operational* dan *continued occupancy*.

3) ***Life Safety* (LS)**

Adalah suatu kondisi yangmana struktur bangunan mengalami kerusakan sedang (*damage state*), sehingga diperlukan perbaikan, namun bangunan masih stabil dan mampu melindungi pemakai (*life safety*) dengan baik. Bangunan dapat ditempati kembali setelah selesai perbaikan (*operational state*). Pada ATC 58-2, kondisi level ini disebut sebagai *interrupted operaional* dan *interrupted occupancy*.

4) ***Collapse Prevention* (CP)**

Adalah suatu kondisi yangmana struktur bangunan mengalami kerusakan parah (*severe*), tetapi masih tetapi berdiri/tidak roboh/runtuh (*damage state*). Elemen non struktur sudah runtuh. Pada *performance level* ini bangunan sudah tidak dapat dipakai (*operational state*).

Performance objectives yang dinyatakan dalam hubungan antara *hazard levels* dan *performance levels* adalah seperti yang disajikan pada Tabel 10.5. Tampak pada tabel tersebut bahwa *performace levels* dinyatakan dalam 2-kelompok yaitu level kerusakan (*damage state*) dan status operasional (*operational state*). Sementara itu *hazard levels* dapat dinyatakan sebagai hubungan antara % resiko R_N selama masa-layan bangunan N atas gempa dengan periode ulang T_R. Hubungan pada Tabel 10.5) tersebut sekaligus dapat dipakai sebagai *tools* untuk menguji status bangunan paska gempa bumi apakah suatu bangunan sudah didesain secara *proper* atau sebaliknya.

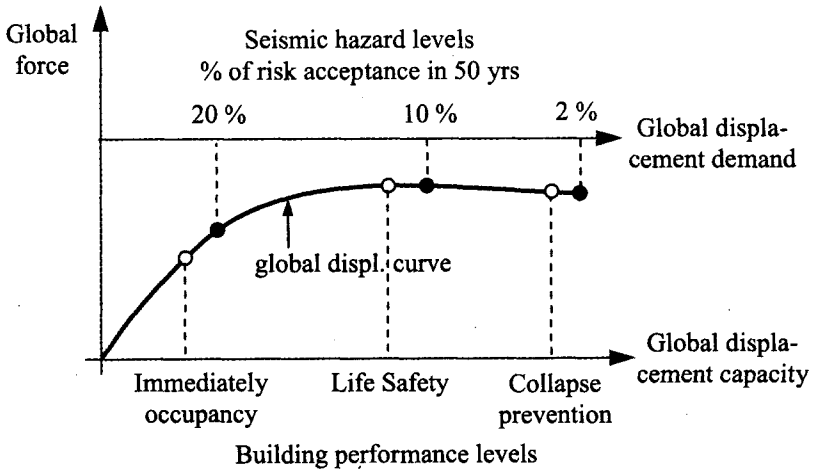
Pada Tabel 10.5) tersebut juga tampak bahwa bangunan-bangunan golongan *Emergency Response Facilities,* ERF dan *Safety Critical Facilities,* SCF mempunyai persyaratan kinerja yang lebih ketat. Misalnya, untuk gempa jarang dengan periode ulang

TR ± 475 tahun, bangunan standar (*Standard Occupancy Buildings*) selama masa-layan bangunan N tahun diperbolehkan mencapai performace level *Life Safety*, tetapi bangunan ERF harus masih dalam kondisi *Immediatelly Occupancy* dan bahwa bangunan SCF harus masih dalam kondisi *Fully Operational*. Hal seperti itu adalah wajar karena bangunan-bangunan tersebut termasuk golongan bangunan yang mempunyai resiko tinggi sehingga *design strength* yang lebih besar daripada bangunan biasa.

Tabel 10.5 Hubungan antara *hazard levels* dan *performance levels*

Hazard Levels			Performance Levels			
EQ magn./ frequency	Ann. Risk (N=50 years)	EQ Return Period T_R	No Damage	Minor Damage	Reapair able	Near Collapse
			Fully Operat.	Immid. Occup.	Life Safety	Collapse Prevent.
Small/ Often	pa = 0,01 R_N = 50 %	73 years	SOB			
Moderate/ Occasional	pa = 0,006 R_N = 30 %	140 years	ERF	SOB		
Strong/ Rare	pa = 0,002 R_N = 10 %	475 years	SCF	ERF	SOB	
Very Strong /Very Rare	pa = 0,001 R_N = 5 %	975 years		SCF	ERF	SOB

SOB : Standard Occupancy Buildings
ERF : Emergency Response Facilities
SCF : Safety Critical Facilities



Gambar 10.26. *Performance objectives* dalam perspektif struktur global

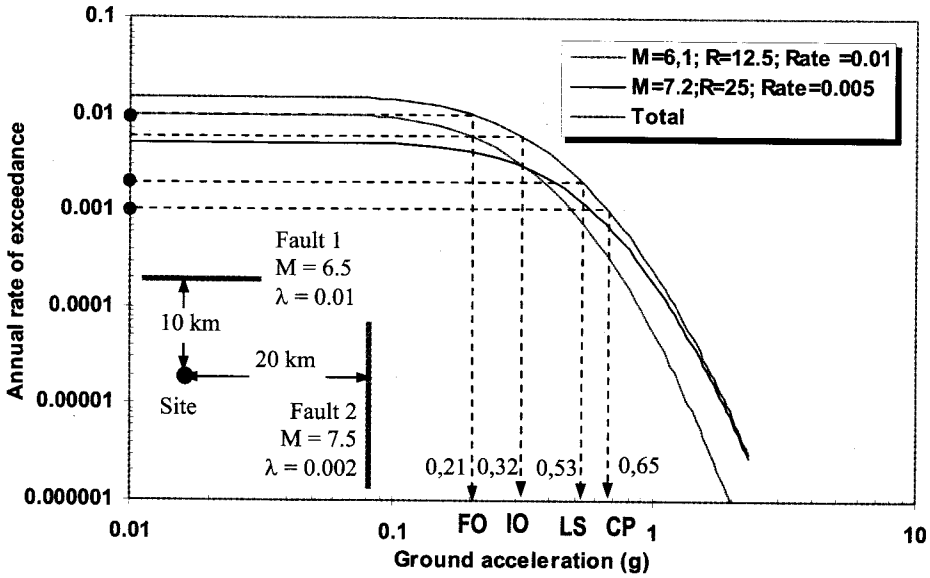
FEMA 308 menyajikan inter-koneksi antara *performance levels* dengan *hazard levels* dalam format struktur global seperti yang disajikan pada Gambar 10.26). Hal-hal PBSD yang telah dibahas sebelumnya banyak yang berkonotasi "respons elastik", sedangkan Gambar 10.26) sudah bersifat "non linier inelastik". Kurva simpangan global tersebut

secara populer disebut *Capacity Curve* yang diperoleh dari analisis *Push Over* (Struktur yang dibebani secara horisontal secara statik dengan fungsi tertentu kemudian intensitas beban bertambah secara gradual sampai struktur dinyatakan tidak stabil).

10.11.2.d *Hazard Levels* dan Bentuk Kuantifikasi

Hazard levels merupakan pasangan *performance levels* yang sangat menentukan dalam proses desain. Sebagaimana disampaikan sebelumnya, *hazard levels* diturunkan dari seberapa % tingkat resiko R_N yang dikehendaki selama masa-layan (*life-time*) bangunan N yang selanjutnya akan berpengaruh terhadap percepatan tanah akibat gempa dengan periode ulang T_R tertentu.

Pada Bab I telah disampaikan hubungan antara tingkat resiko R_N, masa-layan (*life time*) bangunan N dan periode ulang gempa T_R. Tingkat resiko R_N sebenarnya adalah suatu probabilitas yangmana nilainya akan terlampaui, atau kejadian gempa bumi secara teoritik akan terjadi. Nilai-nilai R_N, N dan T_R semuanya telah besaran yang sifatnya kuantitatif deterministik, artinya kejadian gempa dianggap ada kepastian (bukan kemungkinan). Sebagaimana tampak pada Tabel 10.5) bahwa, nilai % R_N, N dan T_R tiap-tiap *hazard level* sudah dinyatakan dalam besaran kuantitatif, sementara itu *performance levels* masih dinyatakan dalam bentuk kualitatif.



Gambat 10.27. Aplikasi *performance levels* di PBSD pada *Hazard Curve*

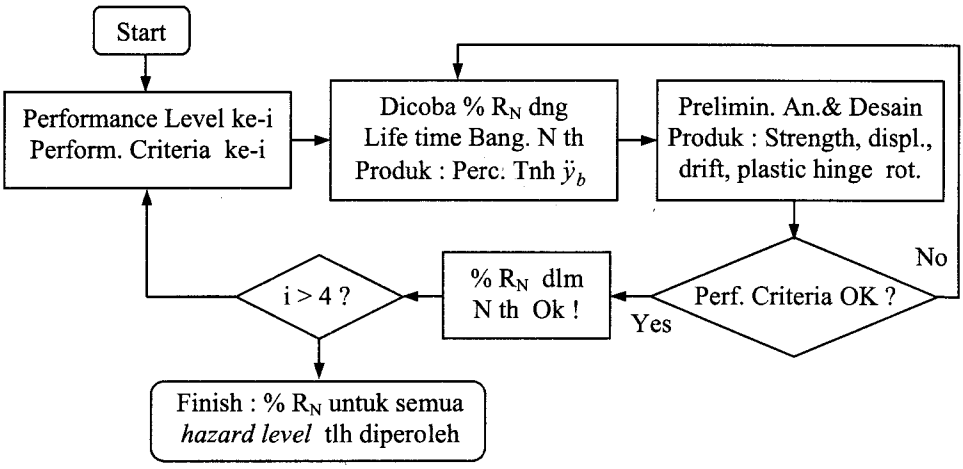
Nilai-nilai % resiko R_N, masa-layan N dan periode ulang gempa T_R baru merupakan beberapa input dari banyak input data yang diperlukan untuk menentukan *hazard curve*/ atau peta percepatan tanah akibat gempa. Untuk keperluan itu perlu dilakukan *seismic hazard analysis* baik memakai metode deterministik maupun probabilistik. Diperlukan banyak data untuk keperluan tersebut yang diantaranya adalah sejarah kejadian gempa (magnitudo, kapan terjadinya, kedalaman episenter), kondisi geologi, macam/jenis sumber gempa (subdaksi, *shallow crustal*, *background seismicity*) , properti *fault rupture*, laju/*rate* gerakan dan atenuasi gerakan tanah. Sementara itu untuk keperluan analysis dapat dipakai

pendekatan mulai dari yang paling sederhana *line sources*, kemudian *area sources* sampai dengan 3-D. *Total Probability Theorem* pada umumnya dipakai sebagai metode analisis, yangmana luaran yang diperoleh dapat berupa riwayat-waktu percepatan-tanah (*ground acceleration time history*), kurva *hazard* (*hazard curve*) maupun peta percepatan tanah akibat gempa.

Luaran dari proses *hazard analysis* tersebut dapat digunakan untuk berbagai keperluan. Kurva *hazard* (*hazard curve*) misalnya akan sangat bermanfaat pada PBSD. Salah satu contoh *hazard curve* yanitu plot antara percepatran tanah dengan probabilitas tahunan terlampaui (*annual rate of exceedance*) adalah seperti yang disajikan pada Gambar 10.27). *Hazard curve* tersebut didasarkan atas sumber-sumber gempa *fault rupture* seperti yang tampak pada gambar dan dipakai atenuasi Campbell (1979).

10.11.2.e Hubungan antara % resiko dengan *performance levels*

Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa tahap pertama pada PBSD adalah menentukan *performance levels*. Pertanyaan yang timbul adalah bagaimana target *performance levels* tersebut dapat dicapai ?. Karena salah satu unsur *performance levels* adalah level kerusakan (*damage state*), maka salah satu hal pokok yang menentukan *performance levels* adalah beban gempa yang ditunjukkan oleh percepatan tanah akibat gempa. Padahal pada *hazard analysis*, percepatan tanah akibat gempa akan dipengaruhi oleh banyak hal mulai dari sejarah kejadian gempa (magnitudo, frekuensi), sumber gempa (*subduction, fault rupture, background seismicity*), mekanisme kejadian (*dip-slip, strike slip, oblique*), atenuasi sampai pada % resiko R_N selama masa-layan bangunan N dan salah satu hasilnya disajikan dalam bentuk *hazard cuve* seperti tampak pada Gambar 10.26)



Gambar 10.28. Penentuan % resiko RN pada PBSD

Dengan demikian harus dihubungkan antara *performance levels* dan % resiko R_N selama masa-layan bangunan N dan percepatan tanah yang akan mengakibatkan *performance level* tertentu. Pada awalnya, hubungan tersebut dimulai dengan memperkirakan *% risk* tertentu. Dengan desain masa-layan bangunan N tertentu dan setelah melalui *hazard análysis* maka produknya adalah riwayat waktu percepatan tanah akibat gempa. *Hazard curve* atau peta percepatan tanah. Berdasarkan percepatan tanah tersebut maka analisis dan

desain pendahuluan dapat dilakukan yang produknya adalah respons struktur (simpangan, *drift*, gaya-gaya dalam) dan kekuatan eleven (*element's strength*). Produk-produk tersebut dapat dipakai sebagai justifikasi *building performace*. Apabila kinerja bangunan memenuhi target *performance level*, maka hal itu berarti estimasi awal % risiko R_N dapat dipakai, apabila tidak demikian maka target % resiko R_N diperbaiki dan memasuki siklus ke dua.

Mengingat *performance levels* adalah kinerja kualitatif bangunan yang distandarkan, dan percepatan tanah akibat gempa di daerah yang satu dapat berbeda dengan daerah lainnya maka sebagai konsekuensinya pada *performance level* yang sama akan mengakibatkan % resiko R_N selama masa layan N akan berbeda antara tempat yang satu terhadap tempat yang lain. Selanjutnya, langkah-langkah tersebut di atas disajikan seperti yang tampak pada Gambar 10.28) dan hal itu dilakukan untuk semua *performance levels*. Gambar 10.27) menyajikan hubungan antara percepatan tanah dengan probabilitas tahunan terlampaui (*annual rate of exceedance*). Seperti tampak pada Gambar 10.27) apabila % resiko R_N untuk tiap-tiap *performance levels* selama masa-layan N tahun sudah ditentukan maka percepatan tanah dapat ditentukan.

10.11.2.f *Building Design* dan *Acceptance Criteria*

Menurut ATC 58-2 (2003) *strength based* design pada umumnya didasarkan atas *performance level "life safety"* yangmana bangunan boleh rusak tetapi masih dapat diperbaiki tetapi tidak boleh runtuh ("*collpase*") sehingga perlindungan terhadap penghuni masih berjalan dengan baik. Namun dermikian para ahli berpendapat bahwa kenyataan yang sebenarnya kerusakan bangunan dapat bervariasi mulai dari rusak sedang sampai runtuh. Kondisi yang demikian tentu saja tidak menguntungkan apalagi untuk fasilitas/ bangunan kritis seperti rumah sakit, sekolah, rumah pembangkit tenaga dll. Untuk itu perlu alternatif *performance level* yang lain pada goncangan gempa yang sama. Singkat cerita studi tentang *performance based seismic design* dimulai tahun 1993 oleh *Earthquake Engineering Research Center* (EERC) University of Calofornia Berkeley atas kontrak dengan *Federal Emergency Management Agency* (FEMA).

Pada *performance based seismic design. design criteria* menjadi sesuatu hal yang sentral yang membedakan dengan *strength based seismic design. Design criteria* yang dimaksud meliputi : 1) level-level kinerja (*performace levels*; 2) metoda analisis yang dipakai dan 3) pernyataan tingkat resiko pada *hazard level*. Level-level kinerja telah disebut sebelumnya yaitu 1) *Fully Operation* (FO); 2) *Immediately Occupancy* (IO); 3) *Life Safety* (LS) dan 4) *Collapse Prevention* (CP) . Sementara itu metode analisis dapat berupa:1) linier elastik analisis; 2) linier elastik dinamik analisis; 3) non-linier statik analisis (*push-over* dan *capacity spectrum analysis*) dan 4) *inelastic dynamic analisys*. Deskripsi lebih lanjut tentang analisis tersebut dapat dilihat di FEMA 273 atau FEMA 302. Sedangkan pernyataan tingkat resiko misalnya dalam 25 tahun mendatang maka gempa bumi dengan magnitudo M = 6,5 di suatu wilayah akan mempunyai probabilitas kejadian sebesar 35,6 %.

Sementara itu *acceptance criteria* yang dimaksud adalah kriteria gaya-gaya dalam (momen, gaya geser, gaya aksial) dan deformasi (simpangan, *drift-ratio*, rotasi sendi plastis, deformasi permanen) yang masih dapat diterima pada *performance level* akibat suatu *hazard level* tertentu yang dikehendaki. Kriteria-kriteria tersebut dapat diperoleh mulai dari hasil analisis elastik (ekuivalen statik, linier-elastik dinamik analisis) maupun analisis inelastik (*static push over, inelastic dynamic analysis*). Apabila kinerja struktur masih memenuhi kriteria maka itu berarti bahwa *performance level* yang dikehendaki telah dicapai. *Acceptance criteria* untuk setiap *performance level* dapat dilihat di FEMA 273 dan

Vision 2000, sedangkan salah satu contoh global drift menurut Vision 2000 adalah seperti yang tampak pada Tabel 10.6 (ATC 58-2).

Tabel 10.6. *Global drift design criteria* pada setiap *performance level*

System Discriptions	Performance Levels			
	Operational	Life Safety	Near Collapse	Colapse
Overall Building Damage	Light	Moderate	Severe	Complete
Permissible Transient Drift	< 0,50 %	< 1,50 %	< 2,50 %	> 2,50 %
Permissible Permanent Drift	Negligible	< 0,50 %	< 2,50 %	> 2,50 %

10.11.3 Dasar-dasar Teori untuk *Performance Based Seismic Design*

10.11.3.a Gaya Horisontal Akibat Gempa

Faktor amplitudo pada mode ke j, Z_j pada struktur dengan derajat kebebasan banyak dapat ditentukan dengan (Widodo, 2001)

$$Z_j = \frac{P_j^*}{M_j^* . \omega_{d,j}} \int_o^t \ddot{y}_b > e^{-\xi . \omega (t-\tau)} \sin \omega (t-\tau)\, d\tau \qquad 10.37)$$

Nilai dibawah intergral pada pers.10.37) pada hakekatnya adalah kecepatan. Pada konsep respons spektrum maka hanya milai maksimum saja yang digunakan sehingga pers.10.37) menjadi,

$$Z_j = \frac{\Gamma_j}{\omega_{d,j}} \dot{y}_{j,maks} \qquad 10.38)$$

Yangmana Γ_j adalah faktor partisipasi mode ke-j, dan pers.3.38) dapat ditulis menjadi,

$$Z_j = \frac{\Gamma_j}{\omega^2} SA \qquad 10.39)$$

SA asalah *spectral acceleration*, dan pada nilai rasio redaman ξ yang kecil maka dapat dianggap $\omega_d \approx \omega$. Selanjutnya simpangan massa-ke-i Y_{ij} akibat kontribusi semua mode ϕ_{iij} adalah,

$$Y_{ij} = \phi_{ij} . Z_j = \phi_{ij} \frac{\Gamma_j}{\omega^2} C_j . g \qquad 10.40)$$

Yangmana SA = C.g, C adalah *basic seismic corfficient*, g adalah percepatan gravitasi. Selanjutnya Akselerasi massa ke-i dan mode ke-j akan menjadi,

$$\ddot{Y}_{ij} = Y_{ij} . \omega^2 = \phi_{ij} . \Gamma_j . C_j . g \qquad 10.41)$$

Gaya akibat gempa yang bekerja pada massa bangunan F_{ij} akan menjadi,

$$\begin{aligned} F_{ij} &= M . \ddot{Y}_{ij} = M . \phi_{ij} . \Gamma_j . C_j . g \\ &= W . \phi_{ij} . \Gamma_j . C_j \end{aligned} \qquad 10.42)$$

10.11.3.b *Modal Effective Mass*

Modal *effective mass* dan juga *modal effective weight* adalah suatu besaran yang dapat dipakai untuk mengetahui kontribusi suatu mode atau beberapa modes terhadap respons

atau gaya-gaya dinamik yang bekerja pada struktur . Setelah diketahui gaya horisontal akibat gempa sebagaimana pers.10.41) maka gaya geser dasar V_b dapat dihitung dengan,

$$V_b = \sum_{i=1}^{n} F_{ij} = \sum_{i=1}^{n} W_i . \phi_{ij} . \Gamma_j . C = E_{m,j} . C_j \qquad 10.43)$$

Yangmana *modal effective mass* kontribusi mode ke-j, $E_{m,j}$ menjadi,

$$E_{m,j} = \Gamma_j \sum_{i=1}^{n} W_i . \phi_{ij} = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i . \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^{m} W_i . \phi_{ij}^{\,2}} \sum_{i=1}^{n} W_i . \phi_{ij} = \frac{\left[\sum_{i=1}^{n} W_i . \phi_{ij}\right]^2}{\sum_{i=1}^{n} W_i . \phi_{ij}^{\,2}} \qquad 10.44)$$

Modal effective weight kontribusi mode ke-1, $E_{w,1}$ akan menjadi,

$$E_{w,1} = \alpha_1 = \frac{\left[\sum_{i=1}^{n} W_i . \phi_{i,1}\right]^2}{\sum_{i=1}^{n} W_i . \phi_{i,1}^{\,2}} \qquad 10.45)$$

10.10.3.c *Spectral Acceleration, SA* dan *Modal Participation Factor Γ*

Gaya horisontal F akibat spektral akselerasi SA adalah,

$$F = \frac{W}{g} SA \qquad 10.46)$$

Kontribusi mode ke-1 terhadap gaya geser dasar kan menjadi,

$$V_{b,1} = \alpha_1 . F = \alpha_1 . \frac{W}{g} SA \qquad 10.47)$$

Berdasarkan pers.10.47) maka spektral akselweasi SA dapat dihitung dengan,

$$\frac{SA}{g} = \frac{V_{b,1}}{W . \alpha_1} \qquad Sa^* = \frac{V_{b,1}}{W . \alpha_1} \qquad 10.48)$$

Modal Participation faktor kontribusi mode ke-j, Γ_j secara dinamik dapat dihitung berdasarkan,

$$\Gamma_j = = \frac{\sum_{i=1}^{n} W_i . \phi_{ij}}{\sum_{i=1}^{m} W_i . \phi_{ij}^{\,2}} \qquad 10.49)$$

10.11.3.d Hubungan antara *Spectral Displacement* dengan Simpangan Atap

Kembai ke pers.10.38) maka faktor amplitudo mode ke-j, Z_j dapat dielaborasi menjadi,

$$Z_j = \Gamma_j \frac{SV}{\omega_j} = \Gamma_j \frac{SD.\omega_j}{\omega_j} = \Gamma_j.SD \qquad 10.50)$$

Selanjutnya simpangan massa Y_{ij} dapat dihitung melalui hubungan,

$$Y_{ij} = \phi_{ij}.Z_j = \phi_{ij}.\Gamma_j.SD \qquad 10.51)$$

Dengan demikian *spectral displacement* SD dapat dihitung dengan,

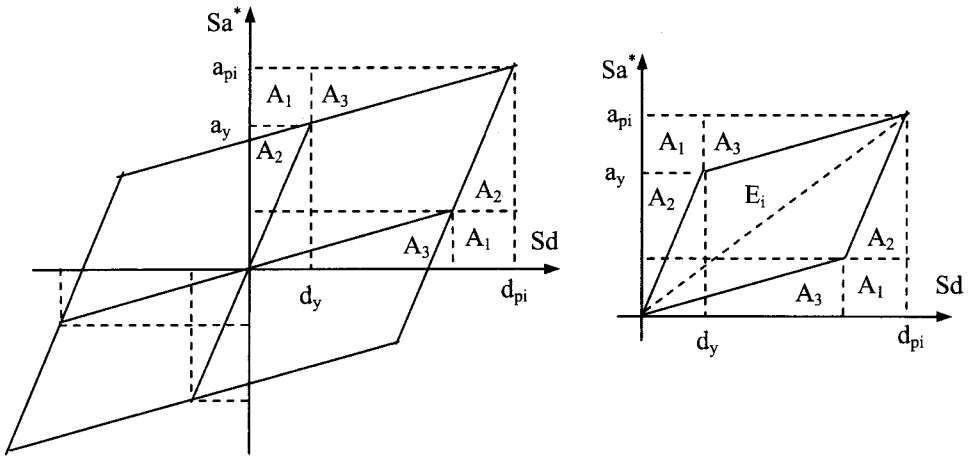
$$SD = \frac{Y_{ij}}{\Gamma_j.\phi_{ij}} \qquad 10.52)$$

10.10.3.e *Inelastic Damping Ratio*

Budiono (2008) memberikan contoh bagaimana penyederhanaan aplikasi *performance based* dilakukan pada desain bangunan tahan gempa. Contoh yang diberikan termasuk beberapa kriteria menurut ATC-40 termasuk *inelastic damping ratio* β_{eff} yang dinyatakan sebagai berikut.

$$\beta_{eff} = \beta_v + \beta_h \qquad 10.53)$$

$$\beta_h = \frac{1}{4.\pi}\frac{E_h}{E_o} \qquad 10.54$$



Gambar 10.29. Luasan histeretik bilinier

Menurut Gambar 10.29) global *hystertic energy* E_h dapat dihitung dengan,

$$\begin{aligned} E_h &= 4.E_i = 4\{a_{pi}.d_{p1} - 2.A_1 - 2.A_2 - 2.A_3\} \\ &= 4\{a_{pi}.d_{pi} - 2.d_y(a_{pi} - a_y) - a_y.d_y - (d_{pi}.d_y)(a_{pi} - a_y)\} \\ &= 4\{a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi}\} \end{aligned} \qquad 10.55)$$

Selanjutnya *elactic strain energy* dapat dihitung dengan,

$$E_o = \frac{1}{2} a_{pi} . d_{pi} . \qquad 10.56)$$

$$\beta_h = \frac{1}{4.\pi} \frac{4(a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})2}{a_{pi} - d_{pi}} = \frac{2(a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})}{\pi \quad a_{pi} . d_{pi}} = 0{,}637 \frac{(a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})}{a_{pi} . d_{pi}} \qquad 10.57)$$

Damping ratio dalam *percent* akan menjadi,

$$\beta_{eff} = 5 + \frac{63{,}7(a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})}{a_{pi} . d_{pi}} \qquad 10.58)$$

Apabila pengaruh kestabilan histeretik diperhitunngkan maka terdapat koefisien K, sehingga pers. 10.58)

$$\beta_{eff} = 5 + \frac{63{,}7.K(a_y . d_{pi} - d_y . a_{pi})}{a_{pi} . d_{pi}} \qquad 10.59)$$

Tabel 10.7 Nilai K

No.	Structural Types	βo (%)	Nilai K
1	A	≤ 16,25	1
		> 16,25	$1{,}13 - \frac{0{,}51(a_y . d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} . d_{pi}}$
2	B	≤ 25,0	0,67
		> 25	$10{,}845 - \frac{0{,}446.(a_y . d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} . d_{pi}}$
3	C	Any Value	0,33

10.10.3.f *Reduce of Spectrum Demand* dan *Global Drift Ratio*

Kinerja bangunan salah satunya dapat diketahui melalui respom inelastik pada kondisi ultimit. Pada kondisi tersebut *spectrum demand* tidak lagi berupa spektrum elastik tetapi sudah menjadi spektrum inelastik. Untuk menuju kearah spektrum inelastik maka dipakai konsep *reduced spectrum demand* untuk periode pendek SRA dan untuk periode panjang SRV. Nilai-nilai tersebut akan dipengaruhi oleh *global hysteretic energy* β_{eff} yang nilai-nilai selangkapnya adalah sebagai berikut.

$$SRA = \frac{3{,}21 - 0{,}68 . Ln(\beta_{eff})}{2{,}12} \qquad 10.60)$$

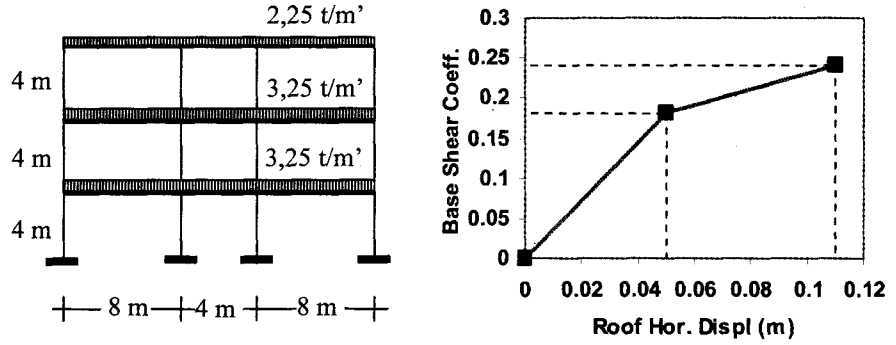
$$SRV = \frac{2{,}51 - 0{,}41 . Ln(\beta_{eff})}{1{,}65} \qquad 10.61)$$

Tabel 10.8. *Global drift ratio performace criteria* (ATC 40)

Global Drift	Performance Levels		
	IO	Damage Control	LS
$\frac{Y_{roof}}{H}$	0,01	0,01-0,02	0,01-0,02
Inelastic drift	0,005	0,005-0,15	No limit

10.10.4 Contoh Penentuan *Performance Point*

Suatu bangunan 3-tingkat seperti yang tampak pada Gambar 10.30a). Ukuran kolom tepi adalah 45/55 cm dan kolom tengah 50/60 cm. Mutu beton yang dipakai adalah f'c = 25 Mpa. Misalnya *capacity curve* bangunan adalah seperti tampak pada Gambar 10.30.b) Setelah dihitung maka *modal matrix* adalah sebagai berikut.



a) Potongan bangunan b) *Capacity curve* (misal)

Gambar 10.30. Potongan bangunan dan *capacity curve*

Berdasarkan data bangunan maka setelah dihitung maka modal matriks adalah sebagai berikut.

$$\{w\}=\begin{Bmatrix}45\\65\\65\end{Bmatrix} ton, \quad \{m\}=\begin{Bmatrix}45{,}872\\66{,}259\\66{,}259\end{Bmatrix} kgdt^2/cm \quad [\Phi]=\begin{bmatrix}2{,}109 & -0{,}951 & 1{,}040\\1{,}763 & 0{,}221 & -1{,}428\\1{,}000 & 1{,}000 & 1{,}000\end{bmatrix}$$

$$\sum_{1}^{3} m_i = (45{,}872+66{,}259+66{,}259)=178{,}839\ kgdt^2/cm$$

1. *Modal effective Mass* dan *Modal Participation Factor*

$$\sum_{i=1}^{3}\{m_i.\phi_{i,1}\}^2 = \{45{,}872(2{,}109)+(66{,}259)(1{,}763)+(66{,}259)(1)\}^2 = 78301{,}3\ kgdt^2/cm$$

$$\sum_{i=1}^{3}\{m_i.{\phi_{i,1}}^2\} = \{45{,}872(2{,}109)^2+66{,}259(1{,}763)^2+66{,}259(1)^2\} = 476{,}456\ kgdt^2/cm$$

Modal effective mass dan *modal participation fator* untuk mode ke-1

$$\alpha_1 = \frac{78301,3}{476,456.(178,839)} = 0,9216$$

$$\Gamma_1 = \frac{\sqrt{78301,3}}{476,456} = 0,5875$$

Transfer *Capacity Curve* ke SA-SD *Capacity Spectrum*

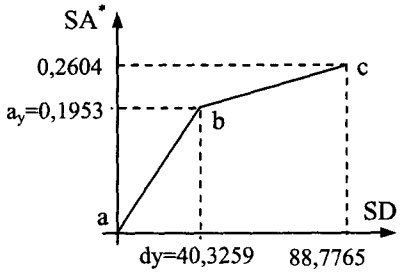
Capacity curve seperti yang disajikan apada Gambar 10.30) adalah hubungan antara simpangan horisontal atap dan koefisien gaya geser dasar. Kurva tersebut perlu ditransfer kedalam kurva SD-SA .

Tabel 10.9. Transfer Base Shear Coeff. ke-a_y

V_b	V_b/W_t	V_b (kg)	α_1	$(V_b/\alpha)/W_t$
V_{by} =	0.18	31500	0,9216	0,1953/Wt
V_{bu} =	0.24	42 000	0,9216	0,2604/Wt

Tabel 10.10. Transfer *roof displacement* ke-d_y

D_r(mm)	Γ_1	ϕ_r	SD=D/($\Gamma_1.\phi_r$)
D_{ry}=50	0,5875	2,109	40,3259
D_{ru}=110	0,5875	2,109	88,7765



Gambar 10.31. SD-SA spektrum

Pada Gambar 10.31), persamaan garis bagian a-b adalah,

$$SA^* = \frac{0,1953}{40,3259} SD = 0,0048.SD$$

Pada bagian b-c harus dicari dengan 2-tahap yaitu pertama dihitung *slope* sl,

$$sl = \frac{(0,2604 - 0,2953)}{(88,7765 - 40,3259)} = 0,00134.SD$$

Pada saat SD = dy = 40,3259 maka SA^* = 0,00134(40,3259) = 0,0543, sehingga C = (0,1953-0,0543) = 0,1411. Dengan memperhatikan hasil-hasil persamaan garis b-c akan menjadi,

$$SA^* = 0,00134\,SD + 0,1411$$

Transfer *Spectrum Response* ke SD-SA *Spectrum Damand*

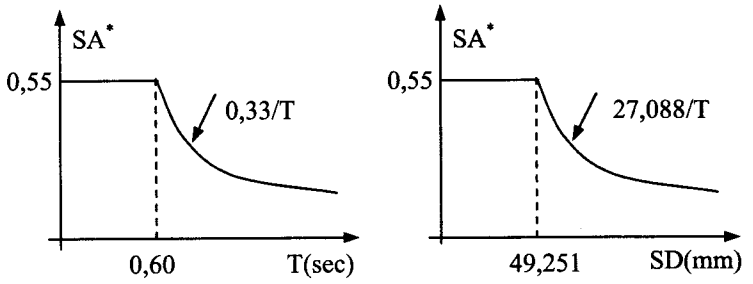
Pada contoh ini dianggap bangunan terletak di Yogyakarta di tanah sedang dengan respons spektrum seperti yang tampak pada Gambar 10.32a).

$$S_a = \omega^2.S_s = \left(\frac{2.\pi}{T}\right)^2.S_d$$

$$S_d = \frac{S_a}{\left(\frac{2.\pi}{T}\right)^2} = \frac{0,55(9810)}{\left(\frac{2.(3,14)}{0,6}\right)^2} = 49,251\ mm$$

Untuk membuat persamaan pada bagian yang lengkung misalnya diambil T = 0,90 dt

$$S_a{}^* = \frac{Sa}{g} = \frac{0,33}{0,90} = 0,3667$$



a) Respons Spektrum tanah sedang b) SD-SA Spectrum Demand

Gambar 10.32 Transfer Spektrum

Selanjutnya nilai Sd dihitung menurut,

$$S_d = \frac{S_a}{\left(\frac{2.\pi}{T}\right)^2} = \frac{0,3667.(9810)}{\left(\frac{2(3,14)}{0,90}\right)^2} = 73,876\ mm$$

$$\frac{S_a}{g} = S_a{}^* = \frac{C}{S_d},\quad C = S_a{}^*.S_d$$

$$C = 0,3667.(73,876) = 27,088$$

$$S_a{}^* = \frac{27,088}{Sd}$$

Nilai C tersebut dapat dicari dengan memakai T yang bervariasi misalnya seperti yang tampak pada Tabel 10.11).

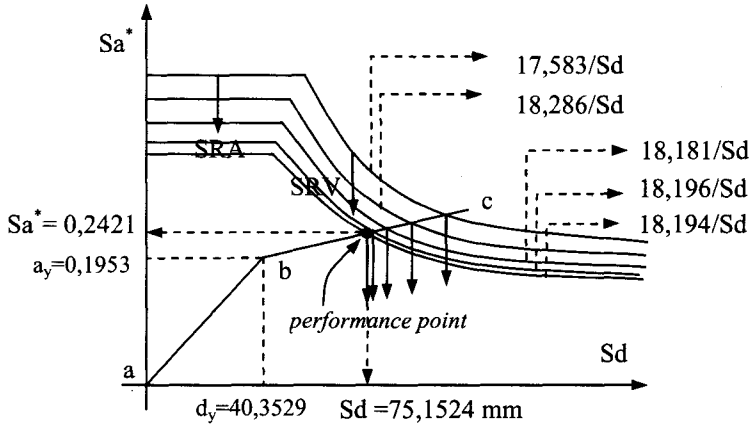
Tabel 10.11. Nilai C

T(sec)	Sa^*=0,33/T	$Sa=Sa^*.g$	$Sd=Sa/(2.\pi/t)^2$	$C=Sa^*/Sd$
0,60	0,5500	0,55.g	49,251	27,088
0,90	0,3667	0,3667.g	73,8765	27,088
1,20	0,2750	0,275.g	98,5020	27,088

Performance Point

Titik kinerja (*performance point*) adalah perpotongan antara *demand-spectra* dengan *capacity curve.* Pada umumnya *performance point* tidak dapat diperoleh sekaligus tetapi dengan melalui iterasi. Ilustrasi proses iterasi tersebut adalah seperti yang disakikan pada Gambar 10.32)

Di banyak kasus, *performance point* merupakan perpotongan antara pers. garis b-c dengan *spectra demand.* Sebagaimana disampaikan di atas proses penentuan performance point pada umumnya diperlukan suatu iterasi.



Gambar 10.33. Iterasi pada penemtuan Peformance Point

Proses Iterasi :

1. Iterasi ke-1

   Pers. garis a-b adalah $0{,}001344.Sd + 0{,}1441$, sementara pers. *demand curve* adalah 27,088/Sd, dengan demikian perpotongan dua garis tersebut adalah,

$$0{,}001344.Sd + 0{,}1441 = 27{,}088 / Sd$$

$$Sd^2 + 105.Sd - 20149 = 0, \quad maka \quad Sd = 98{,}8701 \; mm$$

Dengan dilai Sd tersebut maka nilai Sa =

$$Sa^* = 0{,}001344.Sd + 0{,}1411 = 0{,}274 \; (= "a_{pi}")$$

Nilai β_{eff} menurut pers.10.59) dipengaruhi oleh kestabilan *hysteretic response*. Apabila disipasi energi oleh struktur sangat stabil maka nilai K =1. Dalam contoh ini kestabilan histeretik struktur dianggap tidak sangat stabil, tetapi masih sedikit lebih baik daripada *intermediate* atau bangunan termasuk Tipe B dan misalnya diambil nilai K = 0,8.

$$\beta_o = \frac{63{,}7.K\left(a_y.d_{pi} - d_y.a_{pi}\right)}{a_{pi}.d_{pi}}$$

$$= \frac{63{,}7(0.8).\{(0{,}1953)(98{,}87) - (40{,}2539)(0{,}2739\}}{(0{,}2739)(98{,}87)}$$

$$= 15{,}5281 < 16{,}25$$

$$\beta_{eff} = 5 + 15{,}5281 = 20{,}5281$$

$$SRA = \frac{3{,}21 - 0{,}68.Ln\left(\beta_{eff}\right)}{2{,}12} = \frac{3{,}21 - 0{,}68.Ln(20{,}5281)}{2{,}12} = 0{,}5449 > 0{,}33$$

$$SRV = \frac{2{,}51 - 0{,}41.Ln\left(\beta_{eff}\right)}{1{,}65} = \frac{2{,}51 - 0{,}41.Ln(20{,}5181)}{1{,}65} = 0{,}6491 > 0{,}5$$

Reduce spectrum demand pada SRV diharapkan mengakibatkan persilangan dengan *capacity curve* sehingga, 28,088.SRV/Sd = 17,584/Sd. Dengan demikian perpotongan itu akan terjadi melalui,

$$0{,}00134.Sd + 0{,}141 = 17{,}584 / Sd$$

$$Sd^2 + 105.Sd - 13079 = 0, \quad maka \quad Sd = 73{,}362\ mm < 98{,}8701\ mm$$

Oleh karena itu dilakukan itetasi ke-2 dengan mengambil nilai Sd = 73,362 mm, kemudian dihitung Sa*, β_o, β_{eff}, SRA, SRV dstnya. Secara skematis proses iterasi adalah seperti yang ditunjukkan pada Gambar 10.33) dan disajikan pada Tabel 10.12) berikut ini.

Tabel 10.12 Proses iterasi penentuan *Performance Point*

Iter.	Sd_i	β_{eff}	SRA	SRV	Sd_{i+1}	% sel	Keterangan
1	98,8701	20,5821	0,5449	0,6491	73,862	25,29	NotConverged
2	73,862	18,4389	0,5784	0,6751	75,425	2,12	NotConverged
3	75,425	18,7581	0,5734	0,6712	75,115	0,41	NotConverged
4	75,115	18,7491	0,5740	0,6716	75,158	0,006	NotConverged
5	75,158	18,7497	0,574	0,6716	75,158	0,0004	Converged

Berdasarkan pers.10.52) maka simpangan horisontal atap menjadi,

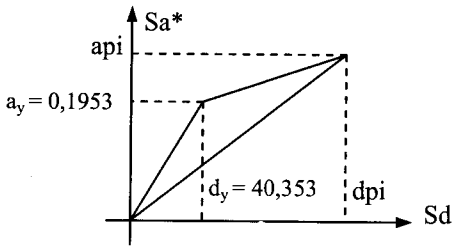
$$Y_{r,1} = Sd.\Gamma_1.\phi_{r,1} = 75{,}158.(0{,}5875)(2{,}109) = 93{,}119\ mm$$

Global drift ratio menjadi,

$$Drift\ ratio = \frac{9{,}3119\ cm}{12.(100)\ cm} = 0{,}00776 = 0{,}776\ \% < 1{,}0\ \%$$

Berdasar Tabel 10. 8), *building performance level* termasuk "***Immediately Occupancy, IO***"

Lebih lanjut Budiono (2008) menyajikan contoh cara yang ke-2 yaitu dengan memperkirakan nilai Sd. Kemudian berturut-turut dihitung Sa*, βeq, SRA, SRV, Sd dan Sa* yang baru. Hitungan sebagaimana disajikan sebelumnya berdasar pada nilai a_y dan d_y yang tetap sementara Sa* dan Sd berubah-ubah.

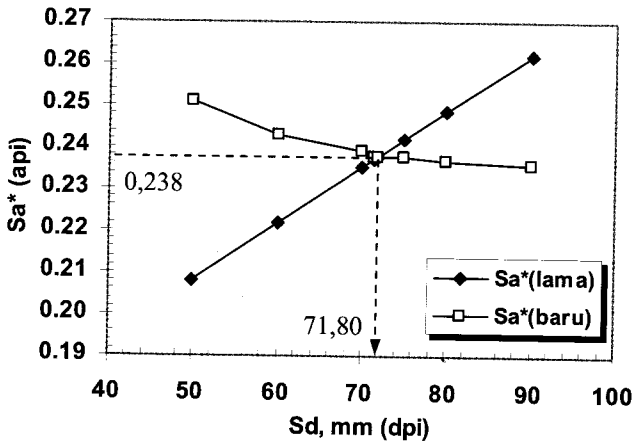


Gambar 10.34. Nilai a_y, d_y, api dan dpi

Tata-cara perhitungannya kemudian ditabelkan sebagaimana disajikan pada Tabel 10.13). Pada tabel tersebut rumus-rumus yang dipakai tetap sama dengan rumus sebelumnya.

Tabel 10.13. Proses Iterasi

Iter.	Sd (mm) Cap.Spect	Sa* Cap.Curv	β_{eq}	SRA	SRV	Sd(mm) (baru)	Sa* (Dmnd Sp
1	50.0	0.208	13.324	0.684	0.757	81.687	0.251
2	60.0	0.222	18.270	0.582	0.678	75.660	0.243
3	70.0	0.235	21.182	0.535	0.641	72.737	0.239
4	71.5	0.237	21.503	0.530	0.638	71.804	0.238
5	**71.8**	**0.238**	**21.564**	**0.529**	**0.637**	**71.831**	**0.238**
6	75.0	0.242	22.160	0.520	0.630	71.831	0.238
7	80.0	0.249	22.911	0.510	0.622	71.158	0.237
8	90.0	0.262	23.914	0.496	0.611	70.287	0.236



Gambar 10.34. Proses iterasi Sa*-Sd

Berdasarkan pers.10.52) maka simpangan horisontal atap menjadi,

$$Y_{r,1} = Sd.\Gamma_1.\phi_{r,1} = 71{,}80.(0{,}5875)(2{,}109) = 88{,}965\ mm$$

Global drift ratio menjadi,

$$Drift\ ratio = \frac{8{,}896\ cm}{12.(100)\ cm} = 0{,}00741 = 0{,}741\ \% < 1{,}0\ \%$$

Berdasar Tabel 10. 8), *building performance level* termasuk "***Immediately Occupancy, IO***
Apabila proses iterasi digambar maka perjalanannya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 10.34).

Bab XI
Konfigurasi Bangunan (*Building Configuration*)

11.1 Pendahuluan

Setelah membahas tentang filosofi bangunan tahan gempa, maka salah satu hal yang harus dimengerti berikutnya adalah konfigurasi bangunan dan pengaruhnya terhadap beban gempa. Pengaruh yang dimaksud adalah kemungkinan perilaku/respons bangunan akibat beban gempa. Perencanaan Bangunan Gedung pada kenyataannya melibatkan beberapa pihak, mulai dari pemilik bangunan, Arsitek, Konstruktor, Bagian *Mechanical & Electrical.* Fihak-fihak yang harus mengetahui secara aktif tentang konfigurasi bangunan kaitannya terhadap ketahanan akibat beban gempa adalah Arsitek dan Konstruktor, kemudian adalah lebih baik bila fihak yang lain yang terlibat juga mengetahui. Dengan demikian antara Arsitek dengan Konstruktor (Sipil) merupakan salah satu penentu bagi baik dan buruknya perilaku bangunan terhadap beban gempa. Suatu hal yang sangat baik apabila antara Arsitek dan Insinyur Sipil bekerja bersama-sama bahu membahu untuk merencanakan bangunan gedung yang tidak saja nyaman untuk ditempati, tetapi juga aman dan ekonomis (Paulay and Priestley, 1992).

Menurut sejarah, arti pentingnya konfigurasi bangunan terhadap ketahanan bangunan tidaklah datang secara tiba-tiba atau hasil penemuan secara kebetulan. Peran konfigurasi bangunan pada kenyataannya telah diuji oleh beberapa gempa besar yang merusakkan, di Amerika Serikat mulai dari gempa San Francisco 1906. Sejak saat itu penelitian terus dilakukan dan lebih intensif lagi menyusul gempa Santa Barbara 1925, Long Beach 1933 dan El Centro 1940 (Arnold dan Reitherman, 1982). Namun demikian pada gempa san Fernando 1971 masih juga ada beberapa bangunan yang rusak, walaupun telah dipakai prinsip bangunan tahan gempa hasil penelitian sebelumnya. Pada wilayah yang lain seperti gempa Managua, Nikaragua 1972, juga telah memberikan inspirasi tentang perlunya memperbaiki konfigurasi bangunan. hal yang sama juga dilakukan di Jepang yaitu salah satu negara yang paling sering terjadi gempa

11.2 Pengertian Konfiguarasi Bangunan

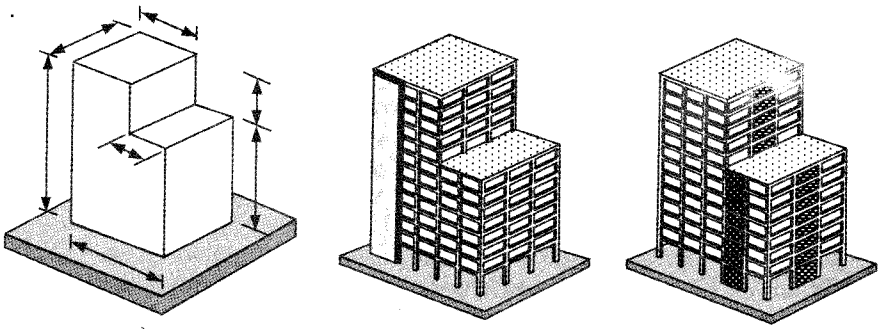
Konfigurasi bangunan pada hakekatnya adalah sesuatu yang berhubungan dengan bentuk, ukuran, macam dan penempatan struktur utama bangunan, serta macam dan penempatan bagian pengisi atau *nonstructural element*, (Arnold dan Reitherman, 1982) sebagaimana tampak pada Gambar 11.1). Gambar 11.1.a) adalah konfigurasi bangunan yang menyangkut bentuk, ukuran dan proporsi bangunan. Gambar 11.1.b) adalah konfigurasi bangunan yang berhubungan dengan jenis, kombinasi, letak dan oprientasi struktur utama bangunan. Selanjutnya Gambar 11.1.c) adalah konfigurasi bangunan yang

berhubungan dengan letak dan orientasi elemen non-struktur. Hal-hal tersebut akan dibahas secara detail mendatang.

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada Bab ini sudah berada pada *bahasan earthquake Resistant Structures yang* akan memberikan pengetahuan dasar Konfigurasi Bangunan untuk mendukung konsep Disain Bangunan Tahan Gempa.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis		1.Response Spectrum	
2.Seismic Sources		2. ERD Philosophy	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.Building Configuration	√
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Systems	
5.Site Effects		5.EQ Induced Lateral Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (Liquefaction)	



a) b) c)

Gambar 11.1 Konfigurasi Bangunan

Karena bangunan akan dikaitkan dengan ketahanan/perilaku bangunan terhadap beban gempa maka dalam hal ini pembahasan konfigurasi bangunan akan ditambah dengan macam dan perilaku bahan yang dipakai, serta detail bagian-bagian struktur yang penting. Lebih jauh lagi konfigurasi bangunan ini juga akan dikaitkan dengan pengaruh dari distribusi kekakuan dan distribusi massa bangunan terhadap perilaku bangunan yang dimaksud. Selain daripada itu juga akan diperhatikan pula bangunan lain yang berdekatan dengan bangunan yang ditinjau.

11.3 Bentuk/Bangun Bangunan

Secara rinci bahasan konfigurasi bangunan yang berhubungan dengan bentuk/bangun, ukuran dan proporsi bangunan akan meliputi hal-hal sebagai berikut ini :

a. Bangun Bangunan : a. bangunan reguler
   b. bangunan ireguler
b. Ukuran bangunan : a. ukuran horisontal : 1) dimensi
   2) densiti
   b. ukuran vertikal : 1) dimensi
   2) distribusi massa
   3) distribusi kekakuan
c. Macam str. utama : a. Portal (*moment resistant frames*),
   b. Portal dengan *bracing*
   c. Kombinasi Portal dgn. *structural walls*
   d. *Structural walls*
   e. *Tube Building*
d. Bahan dan elemen non-struktur.

11.3 Bangun Bangunan.

11.3.1 Denah Bangunan Reguler

Denah bangunan reguler adalah bangunan yang umumnya hanya mempunyai 1-massa/gatra dengan.denah sederhana dan simetri baik simetri 2-arah maupun 1-arah. Dengan demikian 2-ciri pokok bangunan reguler adalah bangunan yang mempunyai massa/gatra/blok tunggal dan berbangun simetri. Simetri adalah apabila bagan-bagian gatra/blok yang berada di kiri dan kanan atau di atas dan di bawah sumbu-sumbu koordinat mempunyai bangunan, ukuran dan proporsi yang sama. Simetri pada denah dapat terdiri atas simetri dalam 2-arah sumbu koordinat maupun simetri hanya terhadap 1-sumbu koordinat. Menurut SNI 03-2002, Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (TCPKGUBG,2002), definisi bangunan reguler adalah :

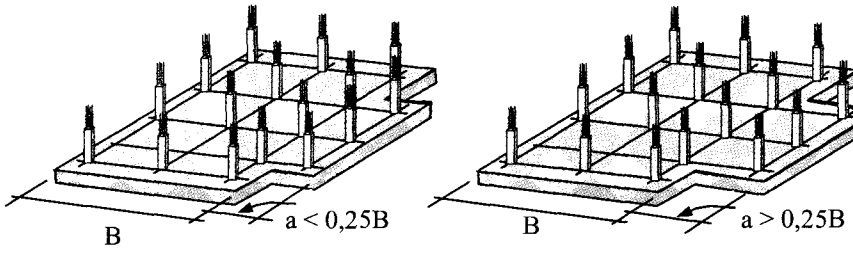
> "*Denah bangunan gedung reguler adalah denah persegi panjang tanpa tonjolan dan kalaupun terdapat tonjolan panjang tonjolan tersebut tidak lebih dari 25 % dari ukuran terbesar denah struktur gedung dalam arah tonjolan tersebut*"

Pada RSNI 03-1736 (2010) kriteria ketidak beraturan tersebut disajikan pada Tabel 7-3-1. Contoh bangunan yang sederhana adalah seperti yang disajikan pada Gambar 11.2.a), yangmana tonjolan tersebut tidak lebih dari 0,25 kali ukuran denah bangunan pada arah yanag sama. Apabila a > 0,25 B seperti yang tampak pada Gambar 11.2.b) maka sudah dikategorikan bangunan ireguler. Selengkapnya pada RSNI 03-1726 (2010), reguleritas bangunan ditentukan dalam bentuk ketidak beraturan horisontal dan vertikal.

Pada Gambar 11.3) disajikan matriks denah bangunan mulai dari denah yang paling sederhana simetri dalam 2-sumbu sampai pada denah yang sederhana yang tidak simetri. Seperti yang dikatakan sebelumnya, bahwa bangunan reguler mempunyai ciri-pokok yaitu hanya mempunyai 1-massa/gatra/blok dan cenderung simetri. Dengan ciri-ciri pokok seperti itulah dimungkinkan bentuk bangunan menjadi sederhana.

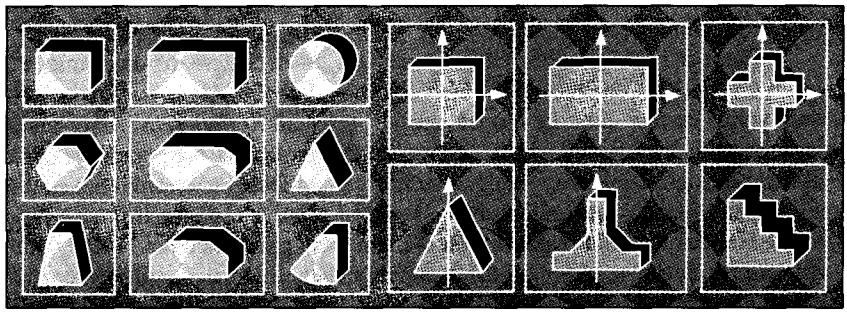
Sedangkan contoh-contoh denah simetri secara umum disajikan pada Gambar 11.3.b). Pada gambar tersebut disajikan denah simetri baik simetri- dalam 2-sumbu koordinat maupun simetri hanya pada 1-sumbu koordinat. Pada gambar tersebut tampak kondisi

denah simetri dapat terjadi pada bangunan reguler/sederhana (1-massa/gatra/blok) maupun pada bangunan tidak reguler (lebih dari 1-massa/gatra/blok).



a) bangunan reguler b) bangunan tidak reguler

Gambar 11.2. Tonjolan bangunan reguler



a) b)

Gambar 11.3 Denah dan Bangunan Sederhana Simetri

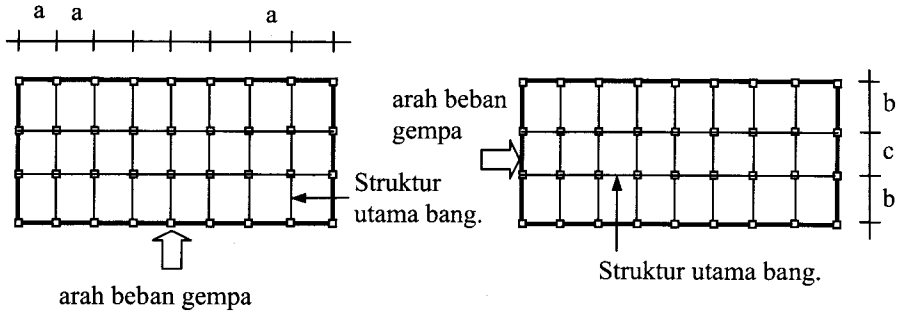
Menurut kajian yang telah dilakukan sejak lama oleh para ahli menunjukkkan bahwa konfigurasi yang simetri dan sederhana sebagaimana ditunjukkan Gambar 11.4) ternyata mempunyai perilaku / ketahanan yang lebih baik terhadap beban gempa. Dengan perkataan kata lain, bangunan dengan denah sederhana akan mempunyai kemungkinan utuk tetap bertahan akibat beban gempa yang lebih baik (Dowrick, 1977, 1987) daripada denah yang kompleks.

Terdapat beberapa alasan mengapa perilaku bangunan reguler/sederhana lebih baik daripada banguan komplek. Alasan alasan itu diantaranya adalah sebagai berikut :

1. jenis struktur utama cenderung sama/reguler
2. jarak antar struktur utama cenderung sama/reguler
3. kekakuan struktur cenderung terdistribusi secara merata
4. massa cenderung terdistribusi secara merata
5. respons struktur cenderung reguler, karena tidak ada torsi
6. secara keseluruhan perilaku struktur cenderung sederhana, reguler dan mudah untuk dimengerti

Alasan yang pertama adalah standar regularitas struktur utama. Apabila denah berbangun sederhana maka jenis dan penempatan struktur utamanya juga sama khususnya

untuk bangunan yang belum termasuk bangunan tinggi (*high rise building*). Dengan dipakainya jenis struktur yang sama maka analisis struktur dapat dilakukan lebih mudah dan respons struktur cenderung lebih sederhana. Alasan yang kedua senada dengan alasan yang pertama, yaitu umumnya tidak ada keinginan untuk membuat jarak struktur utama bangunan yang berbeda apabila denah bangunannya sederhana dan simetri.



Gambar 11.4 Struktur Utama pada Bangunan Sederhana dan Simetri

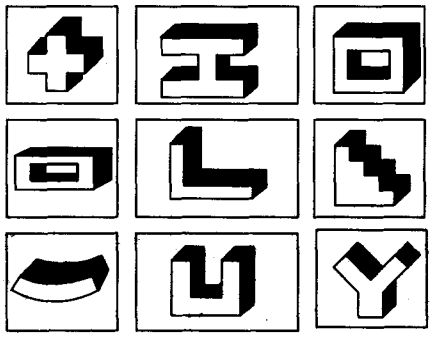
Alasan yang ke-tiga dan ke-empat adalah sebagai konsekuensi dari alasan-lasan sebelumnya, yaitu bahwa apabila jenis dan jarak struktur utama bangunannya sama, maka ukuran-ukuran elemen strukturnya juga diambil sama. Dengan demikian kekakuan dan distribusi massa (yang menjadi beban struktur utama bangunan) cederung akan reguler/sama. Hal-hal tersebut dapat dilihat dengan jelas pada Gambar 11.4), yaitu tentang jenis, jarak dan orientasi struktur utama bangunan. Penelitian tentang perilaku bangunan dengan denah yang sederhana telah dilakukan sejak lama, dan prediksi perilakunya ternyata cukup dekat dengan kanyataan yang ada sehingga bangunan sederhana dan simetri mempunyai perilaku yang lebih baik pada waktu terjadi gempa (Paulay dan Priestley, 1992).

Unsur simetri juga mempunyai andil yang positif terhadap perilaku bangunan yang dilanda gempa, karena potongan yang simetri akan cenderung tidak terjadi torsi. Lebih lanjut Paulay dan Priestley (1992) mengatakan bahwa berdasarkan pengamatan kerusakan bangunan akibat gempa, maka kerusakan bangunan dipojok jalan (yang umumnya tidak simetri) lebih besar daripada bangunan di sepanjang jalan yang relatif mudah dibangun secara simetri. Hal ini dapat dimengerti bahwa, pada tampang yang simetri antara pusat kekakuan dan pusat massa akan cenderung berimpit atau setidak-tidaknya relatif berdekatan. Pada kondisi demikian, maka hanya akan terjadi torsi yang relatif kecil terhadap bangunan yang sedang bergetar karena gempa. Alasan yang kedua tentang kebaikan denah yang simetri adalah terhindarnya konsentrasi tegangan akibat getaran beban gempa, seluruh massa dalam satu tingkat akan bergetar dengan pola dan periode yang sama, sehingga tidak akan terjadi torsi yang akan membahayakan konstruksi.

11.3.2 Bangunan Ireguler

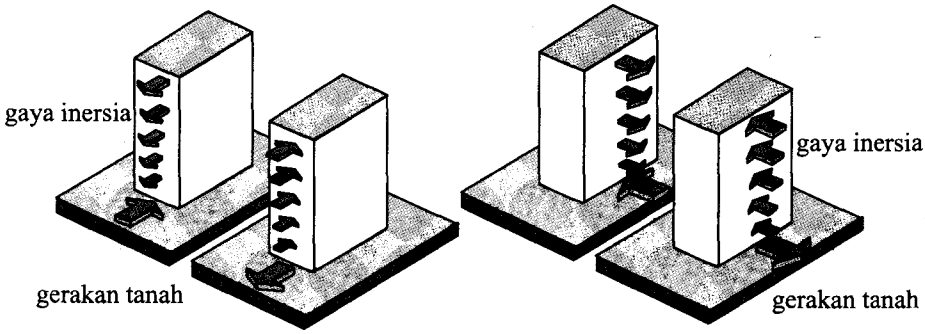
Berbeda dengan bangunan reguler, bangunan ireguler adalah bangunan yang umumnya mempunyai lebih dari 1-massa/gatra/blok dengan.denah tidak sederhana walaupun masih simetri baik simetri 2-arah maupun 1-arah. Walupun denah bangunan yang sederhana dan simetri telah diketahui mempunyai perilaku yang baik akibat beban gempa, tetapi pada

kenyataanya masih banyak bangunan tidak reguler yang tetap dibangun. Hal ini terjadi karena beberapa alasan misalnya karena tempat (misalnya dipojok jalan), alasan arsitektural, ataupun karena belum dimengerti. Bangunan-bangunan yang komplek misalnya denah bangunan yang mempunyai huruf L , T, I, Z , H ataupun kombinasi dari diantaranya berhubangan satu sama lain tanpa ada pemisahan. Contoh bangunan bangunan ireguler ini adalah seperti yang tampak pada Gambar 11.5).



Gambar 11.5 Bangunan Tidak Reguler

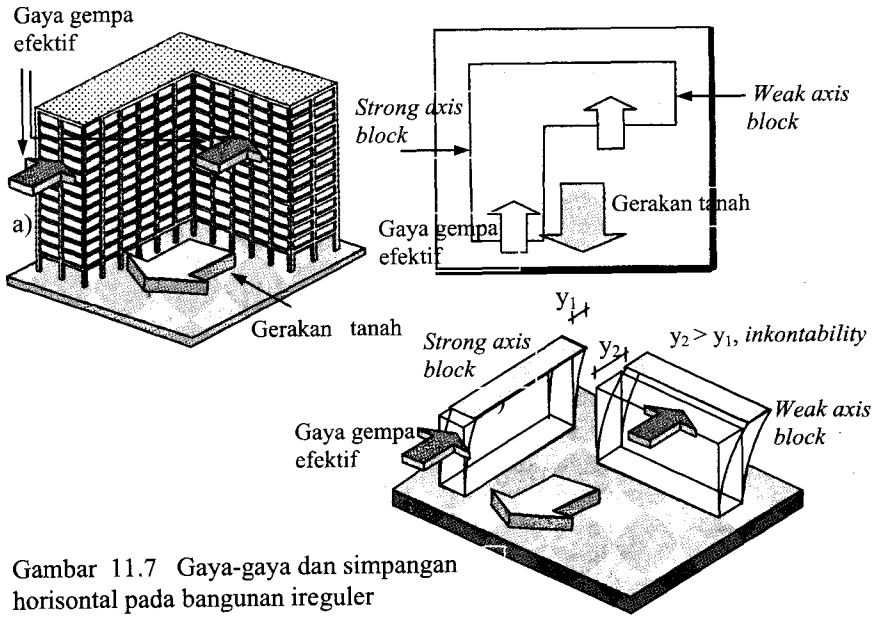
Gambar 11.5) menunjukkan bahwa bangunan yang berbangun + walaupun masih termasuk bangunan yang simetri namun sudah masuk dalam kategori bangunan kompleks. Hal ini terjadi karena dalam 1-arah beban gempa terdapat massa/blok bangunan yang berada pada *strong axis* dan ada yang berada pada posisi *weak axis.* Apabila demikian maka dalam 1-arah pembebanan, kerusakan simpangan blok pada *weak axis* akan lebih besar daripada blok *strong axis,* sehingga terjadi *deferential displacement.* Hal seperti inilah yang akan mengakibatkan *stress concentration* pada pertemuan-2 bangunan dan yang mengakibatkan kerusakan utama pada bangunan ireguler.



Gambar 11.6 Gerakan tanah dan gaya inersia/gaya gempa

Bangun-bangun yang lain seperti bangun I, L, H, U, Z, O ataupun Y mempunyai problem yang sama. Problem akan semakin besar apabila bangunan mempunyai bangun yang merupakan kombinasi dari bangun-bangun dasar +, I, L, H, U, Z, O maupun Y tersebut. Hal yang disampaikan seperti tersebut diatas juga dapat dijelaskan secara visual pada Gambar 10.6). Pada Gambar 10.6), apabila terjadi gempa maka tanah dasarlah yang

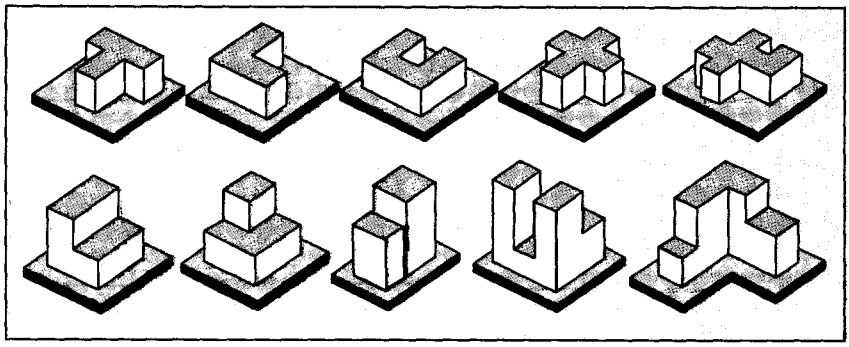
bergerak. Sebagai-mana hukum keseimbangan dinamik, maka gerakan tanah tersebut akan menimbulkan gaya-inersia yang bekerja pada tiap-tiap massa bangunan yang arahnya berlawanan dengan arah gerakan tanah. Dengan demikain kalau gerakan tanahnya kekanan, maka gaya inersia arahnya akan kekiri. Gaya-gaya inersia tersebut akan menjadi gaya gempa efektif yang bekerja pada arah horisontal pada pusat-pusat massa bangunan (biasanya pada tiap-tiap tingkat).



Gambar 11.7 Gaya-gaya dan simpangan horisontal pada bangunan ireguler

Selanjutnya gaya-gaya gempa efektif itu akan mengakibatkan masalah atau problem pada bangunan ireguler seperti pada Gambar 11.7) dengan bukti/alasan-alasan sebagi berikut :

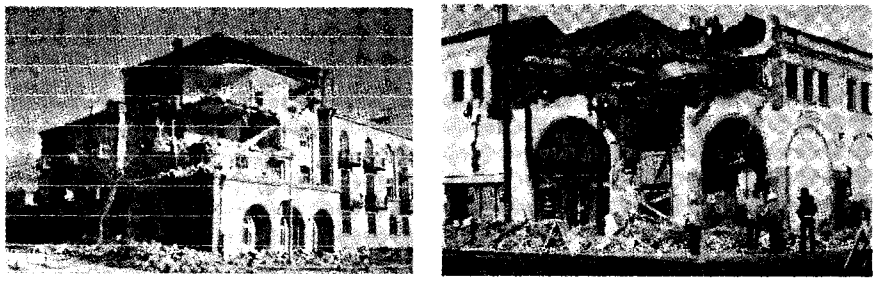
- pada suatu arah beban gempa yang ditinjau, antara dua arah *wing* mempunyai kekakuan yang berbeda. Kekakuan wing/blok ke-1 adalah k_1 dan kekakuan wing/blok ke-2 adalah k_2 , dalam hal ini misal $k_1 > k_2$. Padahal menurut teori dinamika struktur, kecepatan sudut $\omega = \sqrt{k/m}$, dengan $k_1 > k_2$ maka maka $\omega_1 \geq \omega_2$. Sedangkan periode getar $T = 2\pi / \omega$, maka $T_1 < T_2$.
- Selanjutnya dapat disimpulkan bahwa antara wing/blok ke-1 dan wing/blok ke-2 akan bergetar dengan mode yanng berbeda, kadang-kadang dapat bersamamaan, tetapi kadang-kadang dapat berlawanan. Pada arah gerakan/getaran yang saling berlawanan itulah yang akan membahayakan dan bahkan merusakkan struktur. Kerusakan struktur biasanya akan terjadi pada pertemuan antara dua wing/blok atau pada sudut-sudut pertemuan 2-bangunan.
- untuk kedua kemungkinan arah gempa, akan sulit diperoleh keadaan yang mana pusat massa cukup dekat atau berimpit dengan pusat kekakuan, sehingga torsi tidak dapat dihindarkan



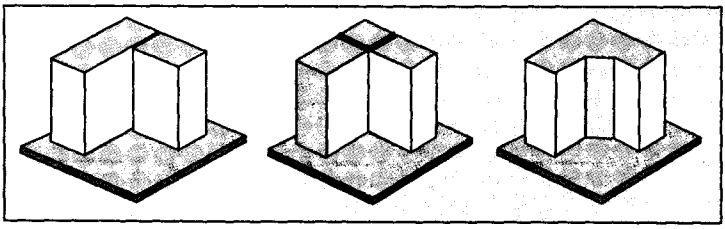
Gambar 11.8 Bangun-bangun bangunan ireguler (Arnold & Reitherman,1982)

Selanjutnya bangun-bangun yang lain bangunan ireguler adalah seperti yang tampak pada Gambar 11.8). Pada gambar tersebut tampak bahwa bangunan ireguler dapat bertingkat-tingkat, yaitu bangunan ireguler yang semua tingkatnya sama sampai pada bangunan ireguler dengan beda tinggi tingkat. Bangunan yang disebut terakhir adalah bangunan ireguler yang dikombinasikan dengan bangunan *setback*.

Beberapa contoh kerusakan pada bangunan kompleks, misalnya adalah gedung *West Anchorage High School* Alaska akibat gempa Alaska, dan Gedung San Marcos akibat gempa Santa Barbara California 1925. Konsentrasi tegangan pada sudut-sudut akan terjadi pada saat terjadi gempa (Paulay dan Priestley, 1992) dan beberapa contoh kerusakan bangunan di sudut-sudut adalah seperti yang tampak pada Gambar 11.9). Kerusakan akan bertambah besar bila dikombinasikan dengan kompleksnya denah bangunan.



Gambar 11.9 Contoh kerusakan bangunan di sudut pertemuan (*Stress Concentration*)



a) Bang. dipisah. b) Pasang pengikat. c) Pasang Perkuatan.

Gambar 11.10 Penyelesaian Problem Bang. Kompleks.

Gambar 11.9) tersebut tampak bahwa kerusakan pada sudut atau pertemuan antara 2-blok bangunan tampak jelas, sebagai akibat dari *stress concentration*. Adapun penyelesaian dari bangunan-bangunan tersebut, misalnya adalah dengan jalan dipisah, diberikan pengikat antar keduanya , atau diberikan semacam perkuatan pada sudut seperti Gambar 11.10).

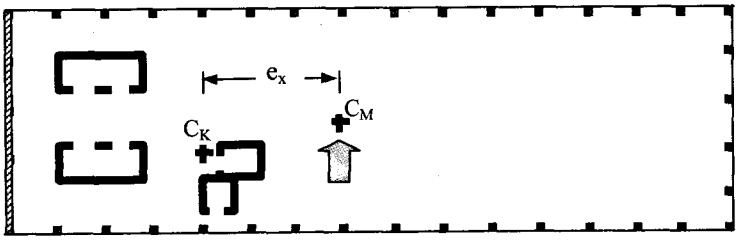
11.4 Ukuran Bangunan.

11.4.1 Ukuran Horisontal

Menurut teori dinamika struktur, seluruh struktur dalam satu tingkat disepanjang bangunan dikehendaki bergetar dengan irama yang sama. Hal ini berarti bahwa seluruh/sepanjang bangunan hanya mempunyai satu periode getar. Dalam keadaan yang demikian, maka pada setiap tingkat pada seluruh bangunan tidak ada perbedaan arah dan besar goyangan, sehingga tidak timbul perbedaan gaya dalam. Sebaliknya apabila terjadi perbedaan goyangan apalagi terdapat perbedaan arah goyangan dalam satu tingkat / massa, maka dalam satru tingkat akan terjadi saling geser, saling tarik atau saling desak, yang kesemuanya akan berakibat merusakkan bangunan. Dalam kondisi itu berarti setiap massa/blok/wing mempunyai periode getar sendiri-sendiri atau dalam 1 bangunan mempunyai lebih dari satu periode getar T.

Pada bangunan yang terlalu panjang ada kemungkinan dalam satu tingkat selain terjadi perbedaan pola goyangan, atau perbedaan besar / arah goyangan. Juga pada bangunan yang terlalu luas maka masalahnya juga akan serupa yaitu kemungkinan terjadinya perbedaan respon bangunan dalam satu tingkat akibat getaran gempa bumi. Mengapa hal ini terjadi, maka pailng tidak ada 2 sebab utam yaitu :

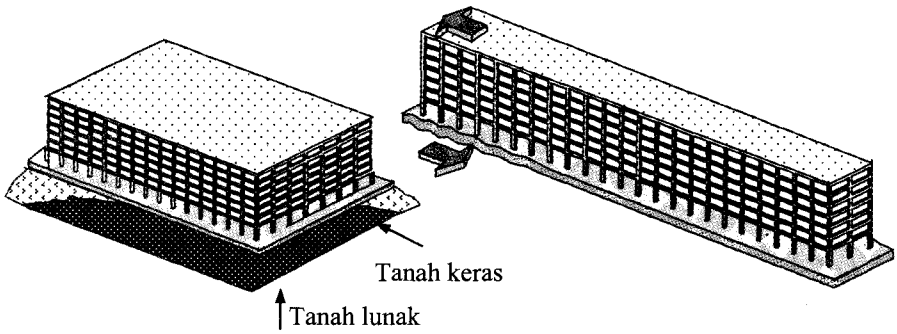
1. Distribusi massa dan kekakuan sulit untuk dapat merata sepanjang bangunan, dan apabila terjadi goyangan maka pusat massa akan bergoyang / berotasi terhadap pusat kekakuan, maka terjadilah puntir pada bangunan. Bahaya puntir akan semakin merusakkan bangunan, manakala pengikat secara horisontal atas kolom-kolom terputus, atau sengaja tidak dihubungkan menjadi satu. Suatu contoh tentang kerusakan bangunan akibat puntir adalah Bank Central Managua, Nikaragua yang rusak akibat gempa seperti pada Gambar 11.11).



Gambar 11.11 Pusat massa (CM) dan Pusat kekakuan (CK

Tampak pada Gambar 11.11) bahwa posisi/letak struktur dinding tidak terdistribusi secara merata tetapi cenderung mengumpul pada satu tempat. Hal ini berarti bahwa kekakuan tidak terdistribusi secara merata, tetapi cenderung menjahui pusat massa (C_M). Akibatnya antara pusat massa (C_M) dan pusat kekakuan (C_K) terdapat eksentrisitas terhadap sumbu-y sebesar e_x. Apabila terjadi gempa bumi, maka gaya inersia akan bekerja/bertitik-tangkap pada pusat massa (C_M), namun pusat kekakuannya (C_K) berjarak e_x dari pusat massa. Oleh karenma itu akan terjadi momen puntir, atau bangunan akan mengalami torsi.

2. Apabila ukuran bangunan arah horisontal terlalu panjang, misalnya pada kasus bangunan yang terlalu luas dan bangunan terlalu panjang seperti yang ditunjukkan pada Gambar 11.12), maka ada kemungkinan respon tanah di bawah bangunan yang berbeda akibat gempa. Hal ini sangat mungkin terjadi, yang biasanya diakibatkan kondisi tanah dan interaksi antara fondasi dan tanah yang berbeda antara titik satu dengan titik yang lain dalam bangunan tersebut.



Gambar 11.12 Bangunan yang terlalu luas dan terlalu panjang

Cara pemecahan problem ini, satu satunya adalah dengan jalan bangunan dipisah-pisahkan baik secara nyata ataupun dengan sistim *joint*. Namun demikian untuk problem tidak meratanya kondisi tanah, penyelesaian juga dapat dilakukan dengan dipakainya fondasi dalam (fondasi tiang pancang) yang dapat meneruskan beban sampai ketanah keras di dasar (*base rock*). Ukuran panjang kemudian menjadi sangat relatif, tetapi dapat dikaitkan dengan panjang gelombang gempa. Apabila kecepatan gelombang permukaan V diketahui, kemudian periode getar gelombang T dapat diketahui, maka panjang gelombang L adalah produk antara keduanya (L = V.T).

Contoh C : 11.1 Suatu kecepatan gelombang geser Vs dibeberapa klasifikasi tahan menurut NEHRP adalah seperti yang tampak pada Tabel 11.1

Tabel 11.1 Kecepatan gelombang geser Vs

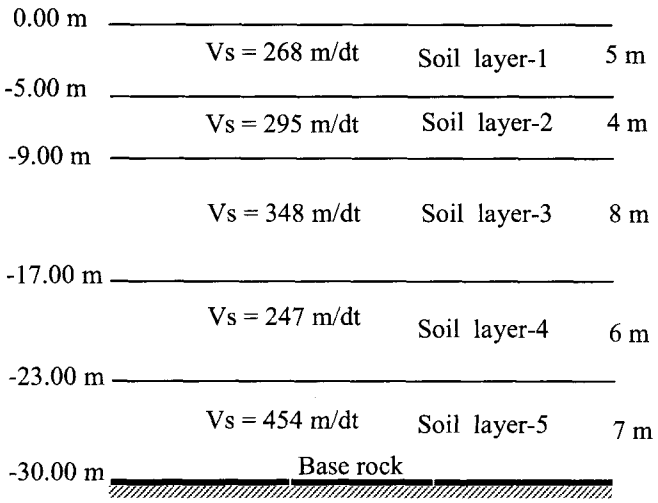
Soil Profile Type	*Average Shear wave Velocity to 30 m depth (V_{s30})*	*Soil Type*
A	V_{s30} > 1500 m/sec	*Hard rock*
B	760 m/sec < V_{s30} < 1500 m/sec	*Rock*
C	360 m/sec < V_{s30} < 760 m/sec	*Dense soil, soft rock*
D	180 m/sec < V_{s30} < 360 m/sec	*Stiff soil*
E	V_{s30} < 180 m/sec	*Soft soil*

Bangunan dikatakan panjang apabila panjang bangunan lebih panjang dari panjang gelombang gempa. Apabila hal ini terjadi maka apabila terjadi gempa, diujung bangunan sudah terkena gelombang gempa dan di ujung yang lain belum. Akibatnya adalah bangunan mengalami *differential response* atau bangunan mempunyai respons yang tidak sama/seragam, misalnya dapat saling taik ataupun saling desak

Kaitannya dengan Tabel 11.1), apabila Diambil V_{s30} = 250 m/sec, sedangkan periode getar gelombang geser dapat bervariasi T = 1 – 10 dt , misalnya diambil T = 3 dt. Maka panjang gelombang permukaan adalah,

$$L = V_R.T = 0{,}97.V_S.T = 0{,}97.(250).3\ \frac{m}{\sec}.\sec = 727{,}5\ m$$

Atau kalau yang diketahui adalah kecepatan gelombang geser Vs pada masing-masing lapisan tanah seperti tampak pada Gambar 11.13) maka yang pertama kali dihitung adalah kecepatan rata-rata.



Gambar 10.13 Potongan lapisan tanah

Menurut pers. 7.21) maka kecepatan gelombang geser rata-rata adalah,

$$V_s = \frac{1}{30}\left[(268)(5) + (295)(4) + (348)(8) + (246)(6) + (454)(7)\right] = 332{,}1\ m/dt$$

Misalnya diambil T = 2,5 dt, maka,

$$L = (0{,}97.V_s).T = 0{,}97.(332{,}1)(2{,}5)\ (m/dt).dt = 805{,}35\ m$$

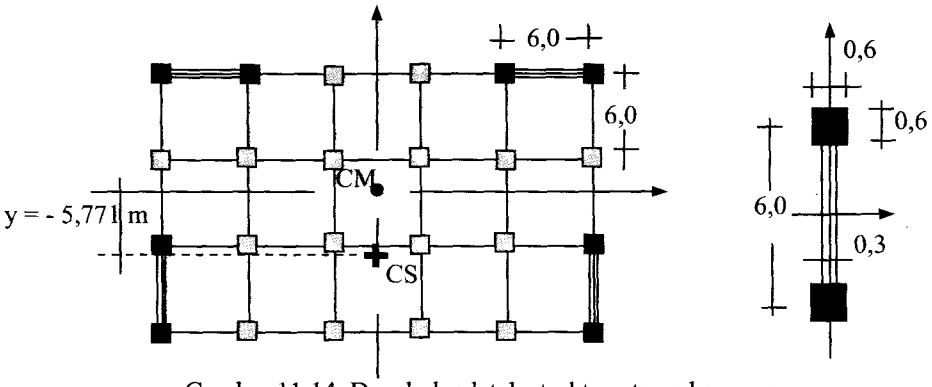
Dalam hal ini kecepatan gelombang Rayleigh V_R diambil 0,97 dari kecepatan gelombang geser V_S (pada poisson's ratio tanah ν = 0,35). Dengan demikian panjang bangunan yang dibangun sebaiknya kurang dari 727,5 meter atau kurang dari 805,35 meter. Namun demikian untuk struktur jembatan hal tersebut kadang-kadang tidak dapat dihindari. Oleh karena itu pada jembatan-jembatan panjang, efek selisih kedatangan gelombang gempa ini perlu diperhitungkan/perlu diteliti.

Contoh C.11.2 : Letak pusat massa dan pusat kekakuan. Untuk membahas masalah ini misalnya diambil denah struktur besarta letak kolom dan struktur dinding seperti tampak pada Gambar 11.14). Apabila kolom dan struktur dinding dianggap dijepit dikedua-ujung-ujungnya, maka kekakuan struktur kolom adalah,

$$K = \frac{12.E.I}{h^3} \qquad 11.1)$$

Sedangkan kekakuan struktur dinding adalah (Blume dkk, 1960),

$$K = \frac{12.E.I_w}{h_w^{\ 3}} + \frac{G.A_w}{\kappa..\ l_w} \qquad 11.2)$$



Gambar 11.14 Denah dan letak struktur utama bangunan

Suku pertama ruas kanan pers.11.2) adalah kekakuan lentur sedang suku keduanya adalah kekakuan geser. Pada umumnya nilai ruas kedua relatif kecil, yaitu berkisar antara 10 % dari nilai suku pertama. Misalnya suku kedua nilainya diabaikan, maka pers.11.2) akan mirip dengan pers.11.1). Pada kondisi tersebut rasio kekakuan antara kolom dan struktur dinding hanya berbanding terhadap momen inersianya (I). Misalnya ukuran kolom 0,6x 0,6 meter, tebal dinding geser 0,30 meter dan jarak antar kolom 6,0 meter.

1. Pusat Kekakuan (CS)
Momen inersia 1-kolom

$$I_x = I_y = \frac{1}{12}.(0,6)(0,6)^3 = 0,0216\,m^4$$

Momen inersia struktur dinding,

$$I_x = 2(1/12)(0,6)(0,6)^3 + (1/12)(0,3)(5,4)^3 + 2(0,36)(2,7)^2 = 9,207\ m^4$$

$$I_y = 2(1/12)(0,6)(0,6)^3 + (1/12)(5,4)(0,3)^3 = 0,0837\ m^4$$

Terhadap sumbu-y, kekakuan struktur dalam keadaan simetri, dengan demikian tidak akan ada eksentrisitas terhadap sumbu-y. Terhadap sumbu-x, kekakuan struktur tidak simetri. Jumlah momen inersia terhadap sumbu-x adalah,

$$I_x = 16(0,0216) + 2(9,207) + 2(0,0837) = 18,927\ m^4$$

Dengan mengambil statik momen momen inersia terhadap sumbu-x, maka,

$$y = \frac{6(0{,}0216)(3) + 2(0{,}0216)(9) + 2(0{,}0837)(9) - 8(0{,}0216)(6) - 2(9{,}207)(6)}{18{,}927}$$

$$= -5{,}771 \; meter$$

2. Pusat Massa (CM)

Apabila diperhatikan maka massa struktur terdistribusi secara simetri baik terhadap sumbu-x maupun sumbu-y. Dengan demikain pusat-massa berada di pusat bangunan.

11.4.2 *Column Density* (CD)

Column Density adalah presentase dari potongan struktur utama terhadap luas total lantai. Struktur utama tersebut misalnya adalah potongan kolom-kolom dan dinding geser. Menurut kajian, ternyata *Column Density* mempunyai andil positif terhadap ketahanan bangunan terhadap gempa. Hal ini dapat dimengerti bahwa semakin besar *Column Density* maka akan semakin besar kekakuan struktur utama. Pada bangunan -bangunan kuno, presentase CD ini cukup besar, bahkan ada yang mencapai 50% .Pada kenyataannya semakin besar nilai CD, bangunan mempunyai ketahanan terhadap gempa yang lebih baik. Sebagai referensi, berikut ini adalah nilai persentase "*Column density*" untuk beberapa bangunan kuno.

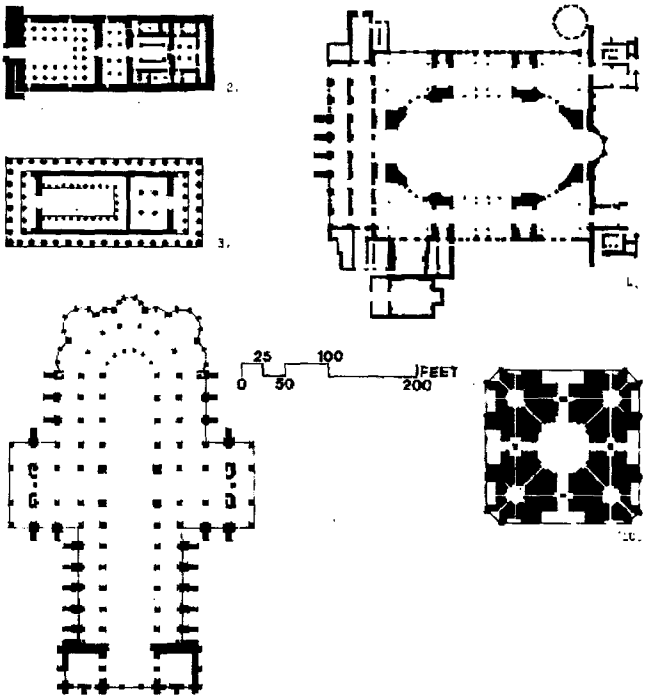
Tabel 11.2 *Column Density* , CD (Arnolr & Reitherman,1982)

No	Nama Bangunan	CD
1	St. Peter's Rome, 1506 - 1626	25 %
2	Temple of Khons, Karnak, 1198 B . C	50 %
3	Parthenon, Athena, 447 - 432 B. C	20 %
4	Santa Sophia, Istambul 532 - 537	20 %
5	Pantheon, Roma, 120 - 124	20 %
6	Sears Building, Chicago, 1974	2 %
7	Typical Contemporary Steel High Rise, 1975	0,2 %
8	Monadnock Building, Chicago, 1889 - 1891	15 %
9	Chartres Catredal, Chartres, 1194 - 1269	15 %
10	Taj Mahal, Agra , 1630 - 1653	50 %

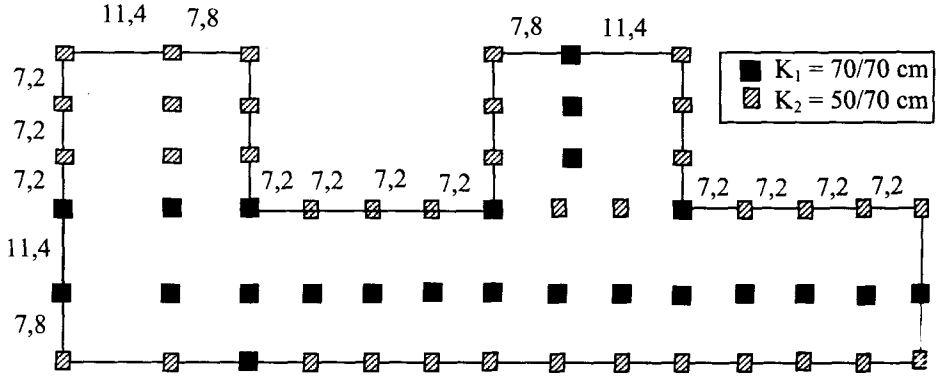
Pada bangunan-bangunan modern, ada kecenderungan nilai CD ini menjadi lebih kecil, hal ini selain pengetahuan dan analisis struktur sudah lebih baik, juga bahan-bahan yang dipakai mempunyai kekuatan yang lebih besar. Untuk portal misalnya, nilai CD umumnya akan berkisar antara 1 -2 % , dan akan meningkat menjadi 3 % (Arnold , Reithermann , 1982).

Contoh C.11.3 : Sutu bangunan mempunyai denah seperti yang tampak pada Gambar 11.16). bangunan tersebut mempunyai 5-6 tingkat, untuk Rumah Sakit dan terletak di daerah Gempa 3. Bangunan dibangun di atas tanah lunak.

Luas bangunan = $2(19{,}2)(40{,}8) + (57{,}6)(19{,}2) = 1556{,}72 + 1105{,}92 = 2672{,}64$ m^2
Luas potongan kolom = $23(0{,}7)(0{,}7) + 37(0{,}5)(0{,}7) = 11{,}27 + 12{,}95 = 24{,}22$ m^2
Column density = $24{,}22/2672{,}64 = 0{,}91\ \% < 1\ \%$.



Gambar 11.15 *Column Density*



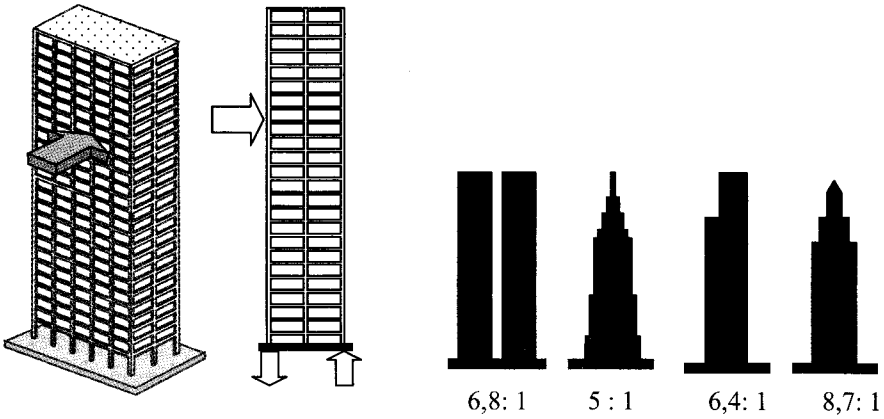
Gambar 11.16 Denah kolom

11.5 Ukuran Vertikal

11.5.1 Dimensi

Secara umum tinggi bangunan tahan gempa yang dapat dibuat, tidak ada batas[illegible] jadi dapat saja dibuat bangunan yang setinggi-tingginya. Tetapi yang menjadi [illegible] kestabilan tidakllah tinggi bangunan, melainkan tingkat kelangsingan dari bangunan yang bersangkutan, yaitu perbandingan antara tinggi dan lebar sruktur utama bangunan. Bangunan yang tinggi tetapi kurang lebar berarti mempunyai kelangsingan yang [illegible] besar sebagaimana yang tampak pada Gambar 11.17). Bangunan tinggi berat [illegible]

menyebabkan momen guling (*overtuning moment'*) yang besar. Apabila bangunan kurang lebar maka tegangan pada kolom akan semakin besar dan pada kenyataanya kolom paling luarlah yang akan paling menderita, yang umumnya kesulitan dalam pendetailannya. Selain itu juga akan menyebabkan kesulitan pada pondasi sehubungan dengan besarnya momen guling. Fondasi yang dibuat harus mempunyai kekuatan yang besar agar bangunan tidak terguling (Paulay dan Priestley, 1992)



Gambar 11.17 Bangunan langsing dan Rasio antara tinggi dan lebar bangunan

Berdasar atas hal tersebut, maka lebih jauh Dowrick (1977) memberikan batasan tentang ratio antara tinggi bangunan dan lebar bangunan atau H/L sebaiknya lebih besar dari 4. Sedangkan menurut Wolfgang Scheuller (1977) ratio tersebut sebaiknya < 5. Menurut PPTGIUG 1983, pada bangunan yang perbandingan antara tinggi dan lebar < 3 dan yang >3 dikatagorikan akan mempunyai respon yang berlainan, ini ditunjukkan dengan adanya distribusi gaya horisontal akibat gempa yang berlainan.

Gambar 11.17), berturut-turut adalah World Trade Center, Empire State Building, Sears Tower dan Woolworth Building yang perbandingan antara tinggi dan lebar bangunan adalah seperti yang tampak pada gambar. Pada kenyataan perbandingan tersebut diatas tidaklah harga mati, sebagai contoh, Gedung World Trade Center dan Sears Tower masing-masing mempunyai kelangsingan yang cukup tinggi, yaitu perbandingan antara tinggi dan lebarnya berturut-turut 6.8 :1 dan 6,4: 1, tetapi dengan memakai dengan *tube core* yang sangat kuat dan kompak. Sebagaimana arah horisontal, maka pada arah vertikal unsur simetris juga memegang peran yang sangat penting. Masalah simetri sebetulnya juga tidak sangat mutlak, artinya masih juga dipengaruhi oleh hal lain, yaitu lebar bangunan dan lebar bagian overstek

Problem teknis bangunan yang langsing selain seperti yang disampaikan sebelumnya juga dalam hal perilaku dinamiknya. Pada bangunan-bangunan yang relatif kaku, perilaku dinamiknya didominasi oleh mode pertama, sehingga prinsip beban ekuivalen statik masih dapat dipakai. Pada bangunan bangunan yang langsing maka kontribusi *higher modes* relatif siknifikan sehingga pengaruh *higher modes* harus diperhitungkan. Untuk itu analisis struktur tidak dapat dilakukan dengan memakai beban ekuivalen statik tetapi harus berdasarkan analisis dinamik, apakah memakai respons spektrum atau melalui analisis riwayat waktu (*time history analysis*). Didalam SNI 03-1736 (2002) atau TCPKGUBG 2002, bangunan reguler yang berkaitan dengan tinggi bangunan adalah :

"Tinggi struktur bangunan gedung reguler diukur dari taraf penjepitan lateral tidak lebih dari 10 tingkat atau 40 meter"

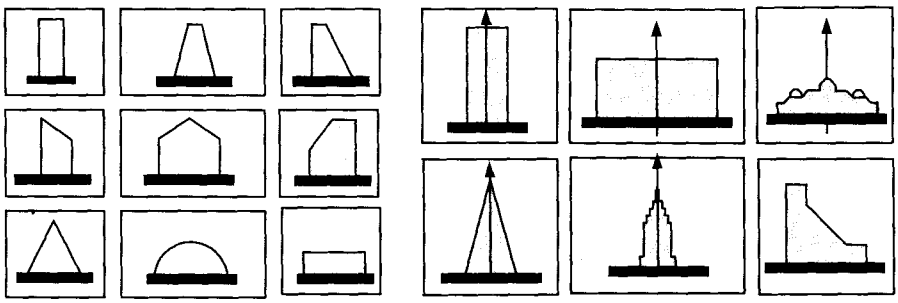
Walaupun bangunan mempunyai denah yang simetri dan sederhana, tetapi kalau tinggi bangunan melebihi 40 meter, maka bangunan tersebut sudah dikategorikan bangunan ireguler. Pada RSNI 03-1726 (2010) tidak ada batasan jumlah tingkat untuk bangunan reguler.

11.5.2 Tampak Potongan

Sebagaimana pada denah, potongan vertikal pada bangunan akan menampakkan bangunan dalam kategori-kategori sederhana, simetri atau potongan yang kompleks. Contoh matriks potongan vertikal bangunan mulai dari yang sederhana simetri sampai yang kompleks adalah seperti yang disajikan pada Gambar 11.18).

Gambar 11.18.a) adalah potongan bangunan mulai yang sederhana sampai agak bervariasi, sedangkan Gambar 11.18.b) adalah kondisi simetri baik simetri menurut 2-sumbu, 1-sumbu maupun tidak simetri. Potongan bangunan yang sederhana dan simetri dapat mengarah pada distribusi massa dan distribusi kekakuan yang seragam. Hal tersebut sulit dipenuhi oleh bangunan yang potongan vertikalnya relatif kompleks, sebagaimana tampak pada Gambar 11.18). Sebagaimana dikatakan sebelumnya, definisi kompleks itu adalah apabila potongan struktur terdiri atas lebih dari 1-massa, atau gabungan dari beberapa massa seperti tampak pada gambar

Sudah dibuktikan dari beberapa kejadian bahwa bangunan yang mempunyai ketahanan yang baik terhadap gempa adalah bangunan yang bangunnya sederhana (Tokas & Schaefer, 1997). Oleh karena itu bangunan yang mempunyai denah dan potongan kompleks mempunyai resiko terhadap kerusakan.

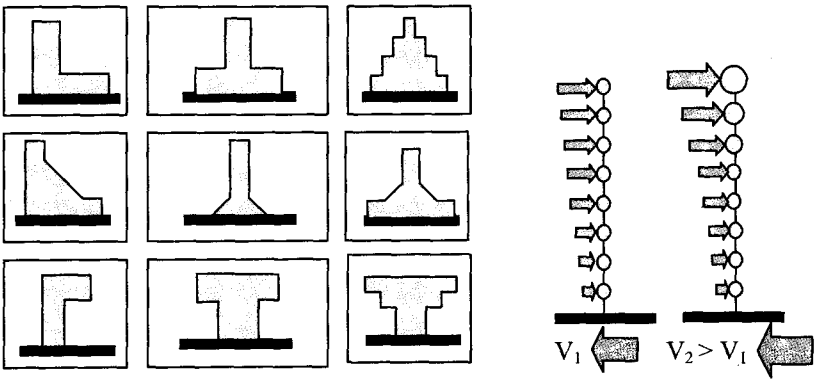


a) b)

Gambar 11.18 Potongan Bangunan Sederhada dan Simetri (Arnold dan Reitherman, 1982)

Pada Gambar 11.19.a), bangunan yang potongannya berbangun L, walaupun tampaknya sederhana tetapi sudah termasuk potongan kompleks. Hal ini tidak saja pada distribusi massa tetapi juga distribusi kekakuannya setinggi struktur menjadi bervariasi. Potongan mendekati piramid artinya potongan simetri dengan massa semakin keatas semakin kecil masih tergolong baik. Kebalikannya adalah massa yang semakin keatas semakin besar seperti bangun T, akan mengakibatkan gaya horisontal yang semakin besar ada puncak bangunan sebagaimana tampak pada Gambar 11.19.b). Sesuai dengan Hukum Newton, apabila massanya besar maka gaya inersia yang bekerja juga akan semakin besar. Gaya yang besar dan letaknya di puncak bangunan akan mengakibatkan momen guling yang sangat besar, secara keseluruhan kondisi ini tidak menguntungkan. Bangunan Candi

adalah mirip dengan Piramid, yaitu simetri dalam denah, simetri dalam potongan, *column density* yang besar dan massa semakin keatas semakin kecil, maka akan menmjadi bangunan yang sangat stabil terhadap beban gempa.



a) b)

Gambar 11.19. Potongan dan Gaya pada Bang. Kompleks (Arnold dan Reiterman, 1982)

11.6 Distribusi Kekakuan Secara Vertikal

Kekakuan merupakan salah satu unsur penting terhadap kestabilan struktur bangunan. Struktur bangunan harus cukup kaku agar mampu menahan beban baik beban gravitasi maupun beban horisontal dengan nilai simpangan/ *displacement* yang masih relatif kecil. Simpangan yang relatif besar walaupun tegangan bahannya masih relatif aman akan menjadi bangunan yang kurang/tidak nyaman untuk ditempati. Struktur atau elemen yang pendek umumnya akan ditentukan oleh keterbatasan tegangan sedangkan struktur/elemen yang besar/panjang umumnya simpangan akan menjadi penentu tingkat layanan.

Sebagaimana pada denah dan potongan, distribusi kekakuan secara vertikal menurut tinggi bangunan dipandang sebagai sesuatu yang sangat penting untuk diperhatikan. Menurut pengamatan kerusakan bangunan akibat gempa distribusi banyak diantaranya bersumber pada distribusi kekakuan secara vertikal yang tidak baik

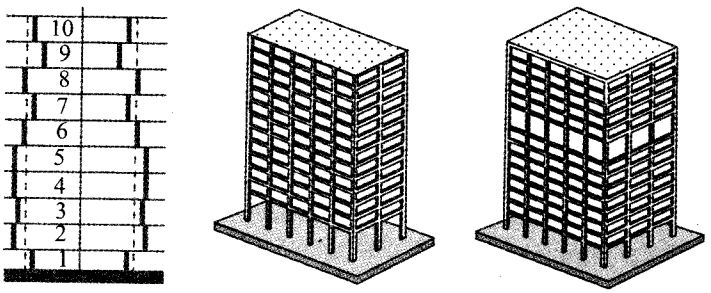
11.6.1 *Soft Storey*

Bangunan gedung dengan kekakuan vertikal yang tidak baik adalah bangunan gedung yang dalam tingkat-tingkatnya terdapat tingkat yang lemah atau *soft storey*. Didalam SNI 03-2002, TCPKGUBG-2002 atau RSNI 03-1726 (2010) telah diatur secara jelas tentang bangunan reguler yang menyangkut tentang distribusi kekakuan yaitu :

> *Gedung reguler adalah gedung yang sistim strukturnya memiliki kekakuan lateral yang beraturan tanpa adanya tingkat lunak (soft storey). Yang dimaksud dengan struktur dengan tingkat lunak adalah suatu tingkat yangmana kekakuan lateralnya < 70 % kekakuan lateral tingkat diatasnya atau < 80 % kekakuan lateral rata-rata 3-tingkat diatasnya.*

Soft storey adalah suatu tingkat yang lemah, yang kekakuannya jauh lebih kecil daripada tingkat-tingkat yang lain. Relatif terhadap tingkat-tingkat yang lain dapat

dipropor-sikan terhadap kekakuan rata-rata sebagaimana ditunjukkan secara visual oleh Gambar 11.20.a) atau seperti yang tertulis di atas yaitu terhadap tingkat di atasnya atau rata-rata 3-tingkat di atasnya. Garis vertikal putus-putus pada Gambar 11.20.a) tersebut misalnya adalah kekakuan rata-rata untuk seluruh tingkat. Tingkat ke-9 berpotensi menjadi tingkat yang lemah karena lebih kecil melampaui batas tertentu. Tingkat dasar atau tingkat ke-1 juga berpotensi menjadi tingkat yang lemah karena kekakuannya jauh lebih kecil (< 70 %) daripada tingkat ke-2 atau lebih kecil dari nilai tertentu (80 %) terhadap kekakuan rata-rata 3-tingkat diatasnya.



a) Distribusi kekakuan b) *soft first-storey* c) *soft intermediate- storey*

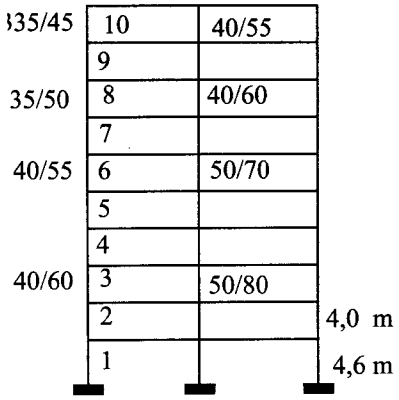
Gambar 11.20) Distribusi kekakuan secara vertikal

Tingkat yang lemah pada umumnya dapat terjadi pada tingkat paling dasar atau tingkat ke-1 (*soft first-storey*) sebagaimana tampak pada Gambar 11.20.b). Pada gambar tersebut tinggi tingkat ke-1 melampaui batas tertentu relatif terhadap tinggi tingkat tipikal sehingga dapat berpotensi menjadi tingkat yang lemah. Hal ini terjadi karena kekakuan tingkat berbanding terbalik secara kubik terhadap tinggi tingkat, artinya semakin tinggi maka tingkat tersebut kekakuannya akan semakin kecil. Hal ini ditunjukkan secara matematis pada pers.11.1). Disamping tingkat ke-1, pada tingkat-tingkat di atasnya juga tidak diperbolehkan adanya tingkat yang relatif lemah sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 11.20.c) yaitu *soft intermediate storey.* Penyebabnya adalah sama yaitu kalau tidak : a) tinggi tingkatnya yang berlebihan; b) ukuran kolomnya terlalu kecil, karena mutu bahan kolom pada umumnya sama. Dari kedua penyebab tersebut, penyebab yang paling dominan adalah tinggi tingkat. Oleh karena itu harus hati-hati kalau merencanakan tinggi tingkat.

Contoh C.11.4 : Suatu bangunan mempunyai potongan dan ukuran seperti yang tampak pada Gambar 11.21). Mutu bahan untuk seluruh kolom diambil sama yaitu dari beton bertulang dengan $E_c = 2{,}4.10^5$ kg/cm^2. Kekakuan tingkat dapat dihitung menurut pers 11.1). Akan dianalisis apakah bangunan tersebut memenuhi syarat kekakuan seperti yang dicantumkan pada Pasal 4.2 SNI 02-002 atau TCPKGUBG 2002.

$$K = \frac{12.(2{,}4.10^5)(1/12)(40)(60)^3}{400^3} = 32400\ cm^4$$

$$K = \frac{12.(2{,}4.10^5)(1/12)(50)(80)^3}{400^3} = 96000\ cm^4$$



Gambar 11.21 Portal suatu bangunan

$$K = \frac{12.(2{,}4.10^5)(1/12)(40)(60)^3}{460^3} = 21303\,cm^4$$

$$K = \frac{12.(2{,}4.10^5)(1/12)(50)(80)^3}{460^3} = 63121\ cm^4$$

dan seterusnya

Tabel 11.3 Analisis Distribusi kekakuan Tingkat

Tk. ke-	Kekakuan kolom(kg/cm)		Kek. Total Kg/cm	K_i/K_{i+1} %	Rata2 Kek 3-tingk(Kr)	Ki/Kr %
	Kol.tepi	Kol.Tngh				
10	11960	24956	48876			
9	11960	24956	48876	100	54321	
8	16406	32400	65212	133	59766	
7	16406	32400	65212	100	81549	120,0
6	24956	64312	114224	175	97886	191,1
5	24956	64312	114224	100	114224	140,1
4	24956	64312	114224	100	129749	116,7
3	32400	96000	160800	140,7	145274	140,8
2	32400	96000	160800	100		123,9
1	21303	63121	105727	65,75*		72.77*
*) Tidak memenuhi syarat						

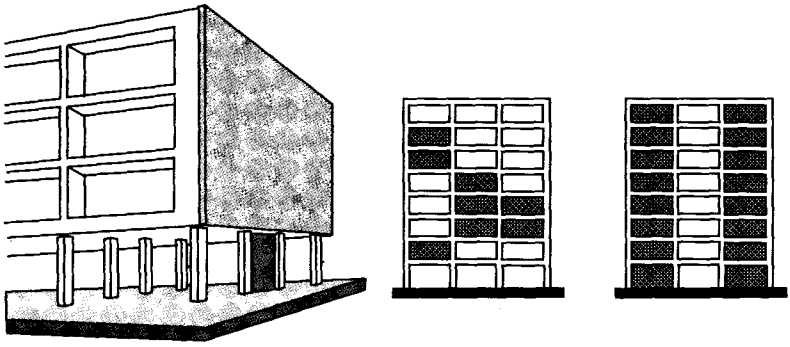
Berdasarkan hasil hitungan di Tabel 11.3) menunjukkan bahwa kekakuan tingkat ke-1 hanya 65,75 % dari kekakuan tingkat ke-2 dan hal ini masih lebih kecil dari syarat minimum yaitu 70 %. Dengan demikain terhadap persyaratan pertama (syarat 70 %) menurut TCPKGUBG-2002, tingkat ke-1 termasuk dalam kategori tingkat yang lemah (*soft first-storey*). Terhadap syarat yang ke-2 yaitu syarat 80 %, maka sekali lagi tingkat ke-1 juga tidak memenuhi syarat karena kekakuan tinmgkat ke-1 hanya 72,77 % dari rata-rata kekakuan 3-tingkat diatasnya. Dengan demikian menurut syarat yang ke-2, tingkat ke-1 juga termasuk *soft first storey.*

Sebagai estimasi awal, maka kalau ukuran dan mutu material suatu tingkat sama dengan tingkat diatasnya, maka untuk memenuhi syarat pertama (70 %), maka tinggi tingkat yang bawah tidak boleh lebih besar dari,

$$H_{k,i} = \frac{1}{0{,}7^{1/3}} H_{k,i+1} = 1{,}126 H_{k,i+1} \qquad 11.3)$$

Artinya tinggi tingkat tertentu tidak boleh 1,126 kali lebih tinggi dari tinggi tingkat diatasnya.

Bangun *soft storey* tidak saja karena adanya tinggi tingkat yang agak berlebihan tetapi juga adanya *massive-wall* dan adanya tingkat yang kosong seperti pada Gambar 11.22.a). Bangun seperti itu juga banyak terjadi, tingkat paling bawah kosong tidak ada dinding-dinding karena untuk berbagai keperluan, tetapi bagian atasnya penuh dengan dinding yang masif. Kondisi seperti itu membuat kekakuan tingkat-tingkat atas jauh lebih besar daripada kekakuan tingkat dasar, sedingga terjadilah *soft first-storey*. Soft storey juga mungkin terjadi pada tingkat-tingkat diatasnya, misalnya pada pemasangan dinding yang tidak menerus dalam satu jalur disemua tingkat tetapi dipasang zig-zag seperti pada Gambar 11.22.b). Bangun seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 11.22.c) adalah bangun yang dianjurkan.



a) Soft first storey b) *soft storey* c) Bangun yang dianjurkan

Gambar 11.22 Beberapa bentuk *soft storey*

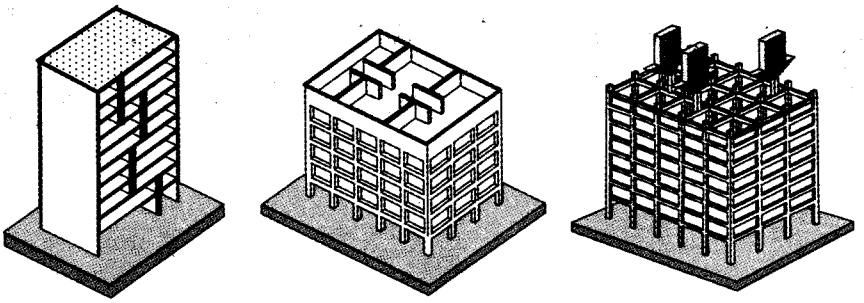
11.6.2 Interupsi Elemen Struktur

Elemen struktur baik kolom, balok maupun dinding ditekankan untuk dipasang secara menerus sesuai dengan fungsi standar yang diharapkan. Kolom menerus dari atas sampai ke fondasi demikian juga pemasangan struktur dinding. Pemasangan dinding yang zig-zag tidak saja kearah vertikal, tetapi juga mungkin zig-zag kearah horisontal sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 11.22) adalah salah satu bentuk interupsi elemen struktur. Pemasangan yang zig-zag tersebut selain membuat kekakuan tingkat yang tidak seragan juga

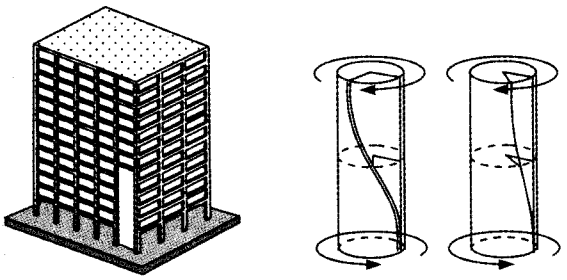
Gambar 11.23.a) adalah *interruption of walls* kearah horisontal, artinya letak *structural walls* mengalami pergeseran kearah horisontal. Pergeseran tersebut selain akan mengakibatkan kacaunya distribusi kekakuan kearah vertikal juga akan mengakibatkan kacaunya penyaluran beban gravitasi dari atas kebawah. Bangunan yang demikian tidak saja termasuk bangunan tidak beraturan tetapi juga dihindari pada disain bangunan tahan gempa. Akibat yang sama akan terjadi pada kasus *interraction of columns* seperti yang tampak pada Gambar 11.23.b). Pada gambar tersebut tampak bahwa suatu kolom akan

membebani tengah bentangan balok. Apabila kolom yang membebani tersebut meliputi/berasal dari banyak tingkat di atasnya, maka beban kolom akan sangat besar dan hal ini akan membahayakan balok yang dibebani. Model-interupsi elemen struktur seperti ini tidak diperbolehkan pada konsep bangunan tahan gempa.

Gambar 11.23.c) adalah *inetrruption of beams*, yaitu balok tingkat-tingkat yang tidak menerus tetapi terputus di suatu bentang balok tertentu. Terputusnya balok tersebut sangat merugikan terhadap kesatuan bangunan, karena akan mengurangi kemampuan bangunan didalam menahan torsi. Hal itu dianalogikan oleh Gambar 11.23.d), yangmana suatu tabung yang teriris yang dipakai untuk memodel suatu balok yang terputus. Tabung yang teriris akan mempunyai kemampuan menahan torsi yang jauh lebih kecil daripada tabung yang utuh. Rendahnya kemampuan tabung untuk menahan momen puntir ditunjukkan oleh besarnya sudut puntir pada Gambar 11.23.d). Dengan demikian putusnya balok yang berurutan secara vertikal seperti pada Gambar 11.23.a) sangat dihindari.



a) *Interruption of walls* b) *Interruption of columns*



c) *Intteruption of beams* d) *Torsion capability*

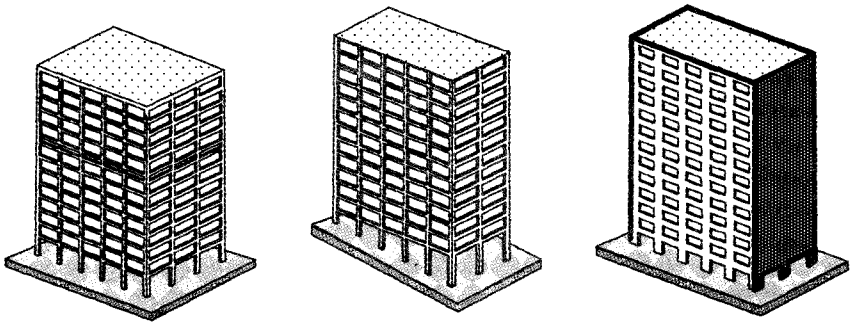
Gambar 11.23 Beberapa Interupsi elemen struktur

11.6.3 Kondisi-kondisi Ireguler yang lain

Masih ada beberapa kondisi yang dapat dikatakan kondisi abnormal, misalnya adanya tingkat yang relatif pendek dibanding dengan tinggi tingkat tipikal sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 11.24.a). Tingkat yang pendek akan mempunyai kekakuan yang besar, namun tingkat yang pendek mempunyai kelemahan yaitu kolomnya bahaya terhadap kerusakan geser. Rusak geser pada elemen pendek umumnya disebut *short size effects.*

Bangun bangunan yang tergolong ireguler yang lain adalah bangunan yang terletak disuatu lereng seperti yang tampak pada Gambar 11.24.b). Pada kondisi tersebut kolom

bangunan tingkat dasar tidak akan sama tinggi, ada yang ekstrim tinggi ada yang ekstrim rendah. Kolom yang ektrim tinggi akan perilakunya didominasi lentur, sedangkan kolom yang pendek akan didominasi/rusak geser. Kerusakan geser pada kolom yang pendek kasusnya akan sama dengan Gambar 11.24.a) yaitu pada bangunan yang mempunyai tinggi tingkat lebih pendek relatif terhadap tinggi tingkat tipikal.



a) Tingkat yang pendek b) Bangunan di lereng c) Bukaan bang. yang lebar

Gambar 11.24 Kondisi bangunan irreguler

Kasus *short size-effects* juga terjadi pada bangunan yang mempunyai bukaan-bukaan relatif lebar seperti yang tampak pada Gambar 11.24.c). Dengan adanya bukaan-bukaan itu maka akan terbentuk balok-balok/kolom-kolom yang relatif gemuk/pendek. Balok/kolom gemuk yang diamaksud pada umumnya adalah balok/kolom yang panjangnya < 3-kali lebar/tinggi balok/ kolom. Agar dapat dimengerti dengan mudah betapa besarnya gaya lintang yang bekerja pada elemen pendek/gemuk maka akan diberikan contoh ilustrasi.

Contoh C.11.5 : Akan dibahas momen dan gaya geser yang terjadi pada kolom yang tidak sama tinggi atau seperti pada kasus bangunan di lereng. Model bahasan yang dipakai adalah seperti yang disajikan paga Gambar 11.24). Tingkat bangunan dianggap bergeser secara horisontal, misalnya sebesar 1 cm. Ukuran kolom dianggap sama yaitu 40/60 cm, dan modulus elastik beton diambil $E_c = 2{,}1.10^5$ kg/cm2. Agar lebih sederhana kekakuan kolom dihitung sebegaimana pada prinsip *shear building*.

Gambar 11.24.a) adalah kolom suatu bangunan yang terletak dilereng, yang ujung atasnya bergoyang kearah horisontal. Hubungan antara simpangan horisontal struktur *shear building*, momen dan gaya geser adalah seperti pada Gambar 11.24.b), yang dalam hal ini misalnya y = 1 cm. Momen inersia kolom $I = (1/12)(40)(60)^3 = 720\,000\ cm^4$.

1. Momen dan gaya lintang Kolom A,

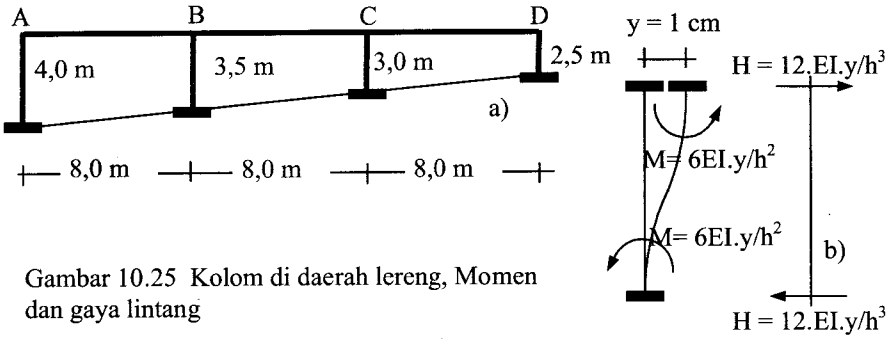
$$M = \frac{12.2{,}4.10^5.720000.1}{400^2}\frac{kg.cm^4.cm}{cm^2.cm^2} = 129{,}6\ tfm$$

$$H = \frac{12.2{,}4.10^5.720000.1}{400^3}\frac{kg.cm^4.cm}{cm^3.cm^2} = 32{,}4\ tf$$

Momen dan gaya lintang kolom B,

$$M = \frac{12.2{,}4.10^5.720000.1}{350^2}\frac{kg.cm^4.cm}{cm^2.cm^2} = 169{,}27\ tfm$$

$$H = \frac{12.2,4.10^5.720000.1}{350^3} \frac{kg.cm^4.cm}{cm^3.cm^2} = 48,36\ tf$$



Gambar 10.25 Kolom di daerah lereng, Momen dan gaya lintang

3. Momen dan gaya lintang kolom C

$$M = \frac{12.2,4.10^5.720000.1}{300^2} \frac{kg.cm^4.cm}{cm^2.cm^2} = 230,4\ tfm$$

$$H = \frac{12.2,4.10^5.720000.1}{300^3} \frac{kg.cm^4.cm}{cm^3.cm^2} = 76,8\ tf$$

4. Momen dan gaya lintang kolom D

$$M = \frac{12.2,4.10^5.720000.1}{250^2} \frac{kg.cm^4.cm}{cm^2.cm^2} = 331,8\ tfm$$

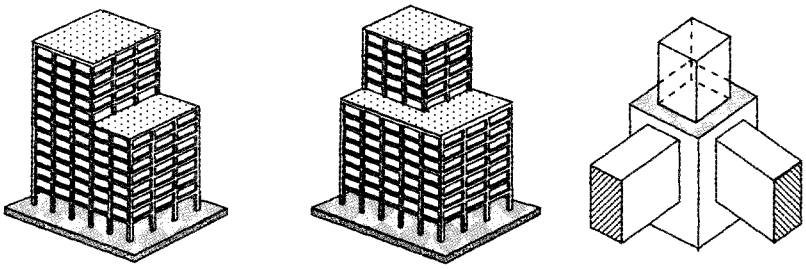
$$H = \frac{12.2,4.10^5.720000.1}{250^3} \frac{kg.cm^4.cm}{cm^3.cm^2} = 132,7\ tf$$

Beradasarkan hasil di atas dapatlah diketahui bahwa kolom D yaitu kolom yang paling pendek adalah kolom yang paling menderita, karena akan terjadi momen dan gaya lintang yang paling besar. Hasil ini dengan anggapan bangunan berperilaku seperti *shear building* (join atas tidak berotasi). Apabila join atas dapat berotasi maka momen dan gaya lintangnya akan lebih kecil. Namun demikian dapatlah dimengerti bahwa bangunan yang terletak dilereng dengan kolom tidak sama tinggi adalah sangat membahayakan yaitu kolom yang paling pendek.

11.6.4 Bangunan *Setback*

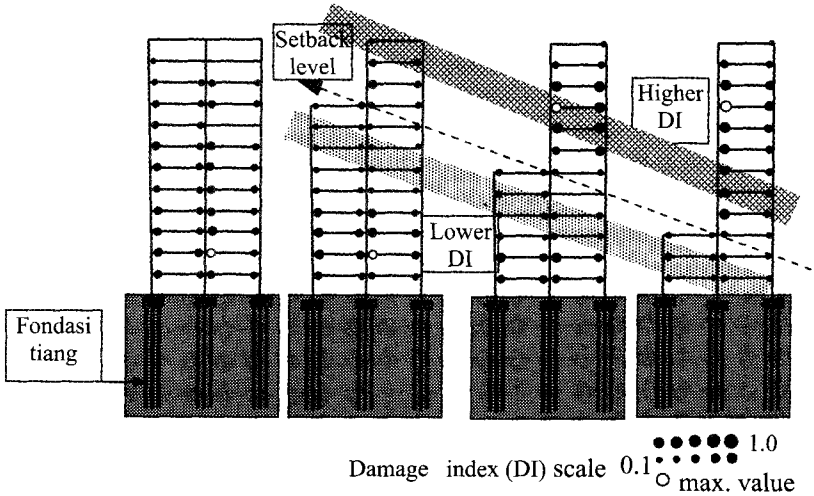
Bangunan *setback* baik *setback* dalam satu atau dua-arah termasuk bangunan ireguler. Pengertian *setback* adalah apabila bagian atas bangunan yang bersangkutan menjorok kedalam sebagimana ditunjukkan oleh Gambar 11.26). Bangunan *setback* termasuk bangunan ireguler karena pusat massa dan pusat kekakuan tidak berimpit secara vertikal. Massa dan kekakuan baik kerah horisontal maupun kearah vertikal tidak terdistribusi secara merata. Problem akan terjadi pada daerah peralihan kekakuan dari kekakuan yang besar pada bagian bawah ke kekakuan yang relatif kecil pada bagian atas. Seberapa besar problem yang ditimbulkan akan bergantung pada banyak hal, yang diantaranya adalah rasio luasan atas terhadap bawah, ratio tinggi bagian *setback* terhadap bagian bawah, arah

setback (1 atau 2-arah), letak *setback* (simetri atau tidak) dan sebagainya. Penelitian tentang hal ini masih sangat diperlukan.



a) *setback* 1-arah b) setback 2-arah c) perubahan kekakuan tiba-tiba

Gambar 11.26 Bangunan irreguler



a) Non Setback b) SB1 c) SB2

Gambar 11.27 Indeks kerusakan pada bangunan setback

Perubahan kekakuan kolom yang tiba-tiba sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 11.26.c) adalah juga bentuk ireguler. Senada dengan bangunan *setback*, problem akan terjadi pada peralihan kekakuan, apalagi kalau perbedaan kekakuannya terlalu drastis.

Terhadap tidak menerusnya titik berat massa dan kekakuan ini diungkapkan pada TCPTGUBG 2002 sebagai berikut :

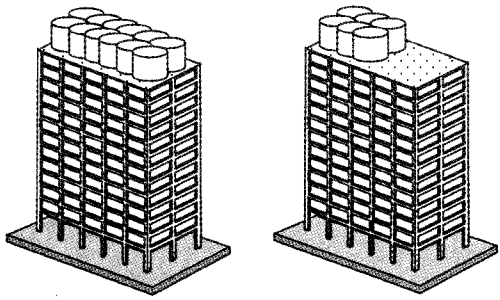
> *Suatu struktur disebut reguler apabila sistim struktur gedung itu memiliki unsur-unsur vertikal dari sistim penahan beban lateral yang menerus, tanpa perpindahan titik beratnya, kecuali bila perpindahan tersebut tidak lebih dari ½ ukuran unsur dalam arah perpindahan tersebut.*

Ketentuan tersebut selain menyangkut bangunan *setback*, juga menyangkut pada kasus *interuption of beams/columns/walls* sebagaimana disampaikan sebelumnya. Widodo (2006) telah mengadakan penelitian efek fleksibilitas fondasi tiang terhadap indeks kerusakan

struktur *setback* yang hasilnya disajikan pada Gambar 11.27). Pada gambar tersebut tampak bahwa kerusakan bangunan, khususnya kerusakan balok akan semakin besar pada ketinggian *setback* yang semakin rendah sebagaimana tampak pada Gambar 11.27.c). Keruskan besar pada balok utamanya akan terjadi pada daerah di atas elevasi *setback*.

11.7 Distribusi Massa Secara Vertikal

Distribusi massa secara vertikal juga salah satu aspek yang menentukan perilaku struktur akibat beban gempa. Secara sederhana dapt dibayangkan bahwa sebaiknya semakin keatas massa tingkat semakin kecil, hal ini agar supaya gaya geser tingkat menjadi semakin kecil, sehingga mamen guling terhadap dasar menjadi kecil, dan jangan sebaliknya. Salah satu contoh yang baik adalah bangunan seperti pada gambar 11.19) yaitu bangunan simetri dengan massa semakin keatas semakin kecil. Contoh yang paling tepat untuk ini adalah Candi dan Payramid. Pada Candi dan Pyramid mempunyai segala sifat ketahanan terhadap beban gempa, yaitu denah sederhana dan simetri, tampak vertikal juga sederhana dan simetri, nilai *Column Density* relatif besar, bahan homogen, kekakuan tidak berfluktuasi dan massa semakin keatas semakin besar, maka tidak heran apabila bangunan-bangunan tersebut cukup tahan terhadap beban gempa.



a) b)

Gambar 11.28. Distribusi massa yang tidak merata

Gambar 11.28.a) menunjukkan bahwa perubahan massa struktur terjadi secara drastis, apalagi terjadi pada puncak bangunan. Sebagaimana pernah disinggung sebelumnya, gaya gempa efektif akan dipengaruhi oleh massa tingkat. Massa tingkat yang besar pada puncak bangunan akan mengakibatkan gaya gempa yang besar pada puncak tersebut, dan hal ini akan mengakibatkan momen guling terhadap bangunan yang sangat besar. Distribusi massa yang tidak merata secara horisontal sebagaimana yang tampak pada Gambar 11.28.b) juga tidak munguntungkan. Hal seperti ini akan mengakibatkan bergesernya pusat massa terhadap pusat kekakuan sebagaimana dibahas sebelumnya. Sehubungan dengan hal ini, distribusi massa di seluruh tinggi bangunan telah diatur didalam SNI 03-2002 atau di TCPKGUBG 2002 yaitu :

> *Sistim struktur bangunan gedung dinamakan berarturan apabila struktur gedung tersebut memiliki berat lantai tingkat yang berarturan, artinya setiap lantai tingkat memiliki berat yang tidak lebih dari 150 % dari berat lantai tingkat dibawah atau diatasnya.*

Apabila syarat tersebut tidak dipenuhi, maka bangunan dikategorikan bangunan ireguler. Sebagaimana dikatakan selanjutnya di TCPKGUBG 2002 :

Untuk struktur gedung yang beraturan, pengaruh beban gempa rencana dapat ditinjau sebagai pengaruh beban gempa statik ekuivalen, sehingga menurut standar ini analisisnya dapat dilakukan berdasarkan analisis statik ekuivalen

Selanjutnya pada Pasal 4.2.2 TCPKGUBG-2002 disampaikan :

Struktur bangunan gedung yang tidak memenuhi ketentuan Pasal 4.2.1 (tentang bangunan gedung beraturan), ditetapkan sebagai struktur gedung tidak beraturan. Untuk struktur gedung tidak beraturan pengaruh gempa rencana harus ditinjau sebagai pengaruh pembebanan gempa dinamik, sehingga analisisnya harus dilakukan berdasarkan analisis dinamik.

Mengapa pengaruh gempa rencana pada bangunan yang tidak beraturan harus dilakukan dengan analisis dinamik ?. Hal ini terjadi karena tidak teraturnya distribusi kekakuan maupun distribusi massa akan mempengaruhi bentuk/nilai mode ke-1, padahal beban Ekuivalen Statik adalah beban yang didasarkan atas kontribusi mode ke-1 saja. Pada analisis dinamik, kontribusi sebagian atau semua *mode of vibrations* terhadap gaya horisontal tingkat dapat diperhitungkan. Hal yang senada juga disyaratkan pada RSNI 03-1726 (2010) walaupun kriteria-kriterianya berbeda dengan TCPKGUBG-2002.

Hal-hal yang disampaikan di atas adalah sebagian dari ketentuan-ketentuan TCPKGUBG-2002 yang berhubungan dengan konfigurasi bangunan. Ketentuan-ketentuan misalnya loncatan bidang muka, luas lubang bukaan lantai, kantilever yang panjang dan lain lain dapat dibaca secara langsung ada SNI 03-2002 atau di TCPKGUBG-2002.

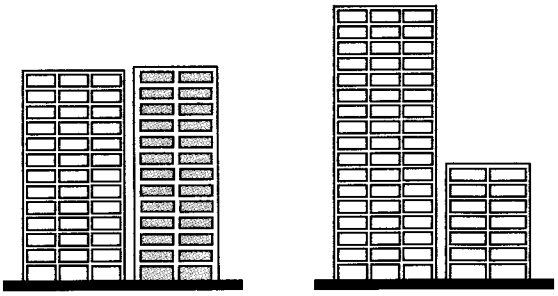
11.8 Jarak antara Bangunan

Pada bangunan tinggi yang berdekatan, maka jarak antar bangunan harus diperhitungkan dengan teliti dengan angka keamanan yang cukup. Dua bangunan yang berdekatan kemungkinan mempunyai tinggi/kekakuan yang berbeda. Apabila terjadi gempa bumi maka kedua bangunan yang berdekatan tersebut akan bergoyang menurut pola goyangan/*mode of vibration*) yang berbeda. Pada keadaan tersebut kedua bangunan berkemungkinan terjadi tumbukan (*pounding*), yaitu bangunan yang satu menghantam bangunan sebelahnya. *Pounding* ini terlah terjadi di beberapa kejadian gempa.

Agar *pounding* tidak terjadi maka jarak antar bangunan harus ditentukan. Kemudian yang menjadi masalah adalah berapa besarnya jarak antara dua bangunan yang berdekatan. Jarak tersebut dapat dihitung dengan menghitung simpangan horisontal plastis pada setiap tingkat kemudian dijumlahkan untuk semua tingkat dan dikalikan 2 yaitu apabila dua bangunan tersebut bergetar saling mendekat. Dalam kondisi seperti inilah simpangan antar tingkat (*story drift*) itu dibatasi. Menurut TCPKGUBG-2002 Pasal 8.1.2 disampaikan bahwa :

Untuk memenuhi persyaratan kinerja batas layan (serviceability limit state) struktur gedung, dalam segala hal simpangan antar tingkat tidah boleh melampaui (0,03/R) kali tinggi tingkat atau 30 mm, bergantung mana yang lebih kecil.

yangman R adalah faktor faktor reduksi gempa yang nilainya R = 8,5 untuk struktur dengan daktilitas penuh. Apabila demikian maka simpangan horisontal pada batas layan batas tersebut adalah 0,35 % dari tinggi tingkat yang bersangkutan.



a) b)

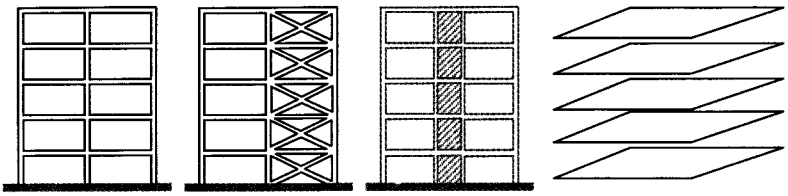
Gambar 11.29 jatrak antar 2-bangunan

Ketentuan selengkapnya tentang jarak antar dua bangunan dapat dilihat di TCPKGUBG-2002 Pasal 8.2. Sedangkan contoh dari bahaya *pounding* adalah pada gempa Mexico tahun 1985, dan gedung 5 tingkat Grang Hotel Managua yang nyaris runtuh dihantam oleh bangunan 3 tingkat disebelahnya pada gempa 1972. Oleh karena itu jarak bangunan sebagaimana tampak pada Gambar 11.29) harus cukup jauh.

11.9 Struktur Utama Bangunan

Struktur utama bangunan adalah struktur utama yang secara keseluruhan bekerja secara bersama-sama menahan/meneruskan beban baik akibat beban gravitas maupun beban gempa kedalam tanah melalui suatu sistim fondasi. Struktur utama yang dimaksud pada Gambar 11.30) dintaranya adalah jenis atau kombinasi diantara :

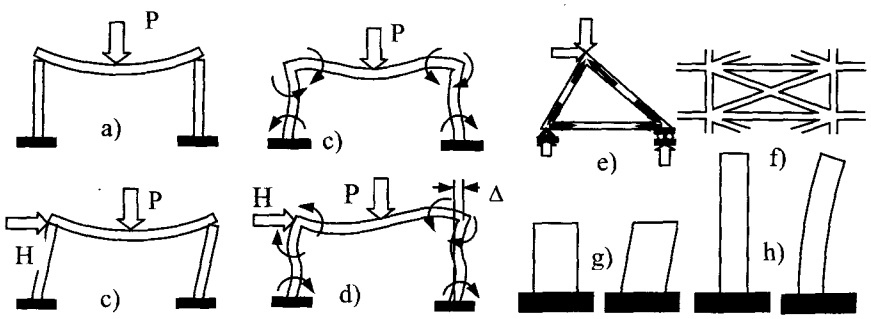
1. Portal Terbuka (*Open Moment Resisting Frame*)
2. Portal dengan Bresing (*Braced Frame*)
3. Struktur dinding (*Sructural Walls*)
4. *Walled-Frame*
5. Diapragma/Lantai penghubung



Gambar 11.30 jenis-jenis dasar sruktur utama bangunan

Struktur seperti yang ditunjukkan oleh Gambar 11.31.a) adalah balok yang hanya diletakkan diatas kolom tanpa adanya ikatan. Akibat beban gravitasi maka balok mudah sekali melentur secara bebas, tanpa adanya pengekangan dari kolom. Dengan demikian lendutan balok akan sangat besar karena struktur bersifat statik tertentu. Akibat gaya

horisontal maka struktur mudah sekali terguling/runtuh sebagaimana yang ditunjukkan oleh Gambar 11.31.b).



Gambar 11.31. Sifat-sifat dasar struktur utama bangunan

Untuk mengatasi kelemahan-kelemahan struktur statik tertentu, maka dibuatlah struktur statik tak tentu, yaitu antara balok dan kolom dibuat secera monolitik/menyatu menjadi suatu portal (*frame*) sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 11.31.c). Akibat beban gravitasi maka balok tetap melentur kebawah tetapi relatif kecil, karena rotasi ujung balok tidak terjadi secara bebas karena adanya pengekangan dari kolom atau menjadi *moment resisting frame*, yaitu *frame* yang mampu menahan momen. Struktur seperti itu relatif lebih kaku, lebih hemat dan lebih stabil baik terhadap beban gravitasi maupun beben horisontal, sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 11.31.d). Walaupun terdapat lendutan balok dan goyangan struktur, namun nilainya relatif kecil.

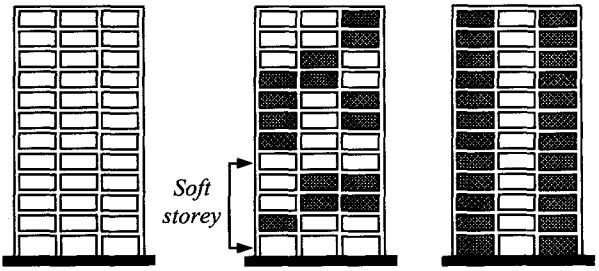
Selanjutnya bangun yang paling stabil adalah bangun segitiga sebagaimana yang ditunjukkan oleh Gambar 11.31.e). Bangun segitiga seperti itu umumnya akan bekerja seperti struktur rangka (truss) yaitu yang timbul hanya gaya aksial. Asala elemen tidak mengalami tekuk (*buckling*), maka batang akan secara baik menahan gaya aksial, oleh karena itu struktur menjadi sangat stabil. Oleh karena itulah kemudian dipakai sistim bresing sebagaimana yang tampak pada Gambar 11.31.f). Struktur dengan bresing merupakan struktur yang jauh lebih kaku daripada struktur portal terbuka.

Apabila dinginkan struktur yang lebih kaku lagi, maka umumnya dipakai struktur dinding (*structural wall*). Struktur dinding yang relatif gemuk (*shear wall*) sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 11.31.g) akan bekerja menurut geser (*shear deflected shape*). Pada struktur dinding yang relatif langsing sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 11.31.h) akan bekerja menurut lentur (*flexural deflected shape*). Untuk struktur yang lebih kaku lagi , struktur utama dapat memakai kombinasi dari struktur-struktur dasar sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 11.28).

11.10 Elemen Non Struktur

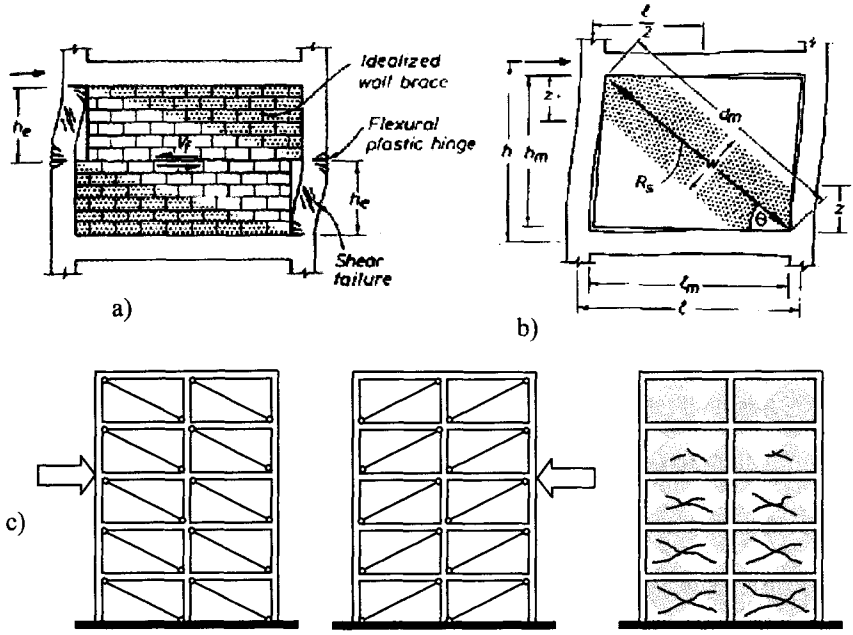
Elemen non-struktur yang dimaksud dalam hal ini adalah dinding tembok ataupun partisi-partisi yang dipakai di dalam bangunan. Elemen ini dinamakan non-struktur karena pada analisis struktur, elemen dinding tembok ini tidak diikutkan untuk menahan beban baik beban gravitasi maupun beban gempa. Keberadaannya semata-mata hanya sebagai pembatas ruangan, walaupun pada hakekatnya dinding tembok juga mempunyai kekuatan dan kekakuan.

Pada analisis struktur, portal penahan beban umumnya dianggap sebagai portal terbuka atau *open frame*, artinya *frame* murni tanpa adanya elemen dinding pengisi, sebagaimana yang tampak pada Gambar 11.32.a). Pada gambar tersebut betul-betul tidak ada dinding tembok pengisi, sehingga struktur berfungsi sebagai *open frame*. Kekakuan struktur dihitung hanya berdasarkan interaksi antara kekakuan balok, kolom dan join.



a) *open frame* b) *frame* dengan *infilled walls*

Gambar 11.32 *Open frame* dan *infilled frame*



Gambar 11.33 *Infilled Walls* dan model analisis

Pada Gambar 11.32.b) pada *frame* terdapat dinding tembok pengisi (*infilled walls*) baik sebagian maupun dinding menerus secara vertikal. Sebagaimana dikatakan sebelumnya, dinding tembok sebagian akan mengakibatkan timbulnya tingkat lemah (*soft storey*) sehingga model ini tidak dianjurkan. Dinding tembok yang menerus secara vertikal

akan lebih baik, karena kekakuan struktur akan terdistribusi secara merata/lebih baik setinggi bangunan.

Dinding tembok umumnya dipakai dari bahan batu-bata ataupun batako. Dinding dari batu-bata yang dibakar agak sedikit lebih liat daripada dinding batako yang terbuat dari semen. Namun demikian kedua-duanya dikategorikan bahan bangunan yang relatif getas atau *brittle*, sehingga kekuatan lentur atau tariknya relatif terbatas. Dilain fihak, sampai pada tingkat kekuatannya, dinding mempunyai kekakuan yang relatif besar. Kekakuan ini akan berpengaruh terhadap kekakuan struktur, sedang kekakuan struktur akan berpengaruh terhadap gaya gempa. Macam-macam strukutr utama dan perilakukanya akan disajikan lebih detail pada bab tersendiri di depan.

Bab XII

Jenis dan Perilaku Struktur Utama Bangunan

12.1 Pendahuluan

Setelah dibahas tentang konfigurasi bangunan pada bab sebelumnya, maka berikutnya adalah membahas jenis-jenis struktur utama bangunan dan perilakunya secara gobal. Struktur utama banguan adalah seperti skeleton/rangka bangunan sedemikian sehingga bangunan dapat berdiri secara tegak dan mampu menahan semua jenis beban yang mungkin terjadi. Mengingat bangunan gedung dapat bervariasi menurut banyaknya tingkat, jenis-jenis beban yang bekerja, jenis bahan yang dipakai dan tempat dimana bangunan akan dibangun (daerah-2 gempa) maka terdapat beberapa hal yang akan mempengaruhi pemakaian jenis struktur utama bangunan diantaranya : 1) banyaknya tingkat ; 2) jenis bahan yang dipakai; 3) jenis-jenis beban yang bekerja dan 4) tempat dimana bangunan akan dibangun (jenis tanah dan daerah gempa). Apabila butir ke-3 dan ke-4 menjadi sesuatu yang *given* maka butir ke-1 dan ke-2 adalah pertimbangan utama pemilihan jenis struktur utama.

Pada Bab IX telah disampaikan tentang filisofi desain bangunan tahan gempa. Bahasan tersebut dimulai dari filosofi secara umum sampai pada operasinalisasi filosofi. Pada bab ini bahasan tersebut akan dilanjutkan pada persyaratan-persyaratan operasional yang umumnya disebut dengan *Design Criteria*. Dengan kriteria desain yang ditetapkan maka struktur selain cukup hemat dalam pembangunannya juga aman, stabil dan nyaman untuk ditempati.

Jenis-jenis struktur utama telah banyak dibahas di beberapa buku teks yang diantaranya adalah Schueller (1977), Smith dan Coull (1991), Paulay dan Priestley (1992), Booth (1994) ataupun Kowalczyk dkk (1995). Terdapat banyak jenis-jenis struktur utama bangunan menurut sumber-sumber tersebut, apalagi dengan dipakainya kombinasi antar jenis struktur utama. Oleh karena itu, tidak semua jenis bangunan tersebut akan dibahas secara rinci melainkan hanya beberapa saja terutama jenis struktur utama bangunan tahan gempa yang umum dipakai. Disamping jenis, maka juga akan dibahas tentang perilaku secara umum jenis-jenis struktur utama yang ditinjau tersebut.

12.2 *Design Criteria*

Kriteria desain untuk bangunan gedung sudah dibahas sejak lama. Adanya kriteria desain tersebut dimaksudkan agar bangunan masih mempunyai performa/tingkat layan yang diinginkan yang tidak boleh lebih rendah dari batas minimal tertentu. Kriteria desain umumnya dikaitkan dengan tahap-tahapan tingkat/batas pembebanan (*limit states*), sebagaimana disampaikan oleh MacGregor (1971). Smith dan Coull (1991) juga menyajikan hal yang senada. Dibeberapa peraturan/*Code* sebenarnya juga telah menyampaikan kriteria desain, tetapi hanya terbatas pada beberapa kriteria dan tidak dikaitkan dengan batas-batas pembebanan. *Design Criteria* dapat disajikan dalam 2- cara yaitu, *design criteria* secara umum dan *design criteria* yang dihubungkan dengan level-level/tingkat pembebanan.

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada Bab ini sudah berada pada *bahasan earthquake Resistant Structures yang* akan memberikan pengetahuan dasar Jenis dan Perilaku Struktur Utama Bangunan mendukung konsep Desain Bangunan Tahan Gempa.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake		1.Response Spectrum	
2.Seismic Sources		2. ERD Philosophy	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.Building Configuration	
4.Ground Mot.Attenuation		4.Load Resisting Systems	√
5.Site Effects		5.EQ Induced Lateral Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (Liquefaction)	

12.2.1 *Design Criteria* Umum

Bangunan gedung yang didesain sudah tentu dikehendaki mempunyai perilaku dinamik yang baik, ibarat manusia mempunyai stamina atau ketahanan yang baik. Untuk itu perlu adanya kriteria desain yang memungkinkan bangunan mempunyai ketahanan yang baik terhadap beban dinamik. Desain kriteria secara umum yang memungkinkan bangunan mempunyai performa yang diinginkan diantaranya adalah sebagai berikut ini.

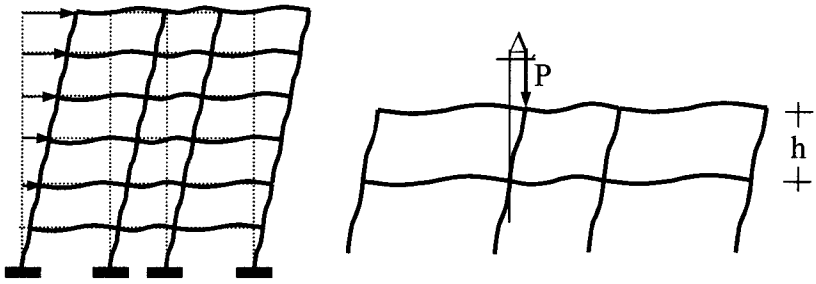
12.2.1.a Kekuatan (*strength*)

Sudah sangat jelas bangunan harus mempunyai kekuatan yang cukup untuk menahan semua jenis kombinasi beban (beban mati, beban hidup, beban gempa, beban angin) didalam masa layan (*life service time*) bangunan. Di Bab IX telah dibahas batas-batas kekuatan bangunan yang dimaksud. Bangunan yang terlalu kuat akan sangat mahal, tetapi bangunan yang terlalu lemah juga akan membuat masalah. Batas kekuatan mana yang diambil sudah dibahas oleh para ahli, yang untuk struktur reguler dan kaku melalui beban ekuivalen statik.

Untuk struktur yang relatif kaku, kriteria kekuatan ditandai oleh tegangan bahan yang terjadi, sementara lendutan/simpangannya relatif kecil (karena struktur kaku). Tegangan bahan yang terjadi menjadi penentu (*stress govern*) terhadap performa bangunan. Pada level beban layan (*service loads*), tegangan yang terjadi harus masih dalam batas elastik dengan angka keamanan tertentu. Angka keamanan yang dimaksud salah satunya dapat diakomodasi melalui pemakaian faktor beban (*load factors*). Dengan faktor beban (nilainya > 1) maka bahan akan mencapai tegangan leleh hanya apabila intensitas beban gravitasi, beban hidup dan beban sementara masing2 naik sebesar faktor bebannya. Nilai-nilai tegangan elastik berikut faktor beban sudah diatur di dalam peraturan (*Code*). Apabila bahan masih dalam kondisi elastik maka struktur masih dalam kondisi stabil. Kestabilan struktur akan mulai terganggu pada saat tegangan memasuki paska elastik (inelastik).

12.2.1.b Kekakuan (*stiffness*)

Kriteria desain tidak cukup hanya kekuatan bangunan, tetapi ada kemungkinan kriteria lain yang harus dipenuhi. Sebagaimana disampaikan sebelumnya, pada struktur yang relatif kaku maka yang menjadi kriteria penentu adalah tegangan (*stress govern*). Pada struktur yang fleksibel kriteria penentu sudah akan berbalik menjadi *displacement govern* , yaitu nilai lendutan/simpangan yang terjadi. Pada kondisi seperti itu tegangan bahan mungkin masih dalam kategori elastik, tetapi lendutan sudah cukup besar sehingga sudah tidak nyaman untuk ditempati.



Gambar 12.1. Simpangan antar tingkat dan *drift index*

Untuk bangunan bertingkat *displacement govern* dapat terjadi pada balok biasa atau balok kantilever yang bentangnya panjang serta pada bangunan gedung yang jumlah tingkatnya sangat banyak (*high rise building*). Lendutan balok umumnya diproporsikan terhadap bentang, sedangkan simpangan tingkat biasanyan diproporsikan terhadap tinggi tingkat dalam istilah *drift ratio* atau *drift index. Drift ratio* adalah rasio antara simpangan antar-tingkat (*interstorey drift*) dengan tinggi tingkat, seperti ditunjukkan pada pers. 12.1)

$$drift\ \ ratio = \frac{\Delta}{h} \qquad 12.1)$$

yangmana Δ adalah simpangan antar-tingkat dan h adalah tinggi tingkat.

Walaupun *drift-ratio* ini rumusan yang sederhana tetapi mempunyai makna yang mendasar dan sangat penting. Didalam analisis struktur nanti akan diketahui bahwa momen yang terjadi pada kolom yang mengalami goyangan akibat beban gempa nilainya merupakan fungsi langsung dari *storey-drift.* Didalam *Performance Based Seismic Design* (PBSD), *drift ratio* menjadi criteria performa (*performance criteria*) utama yang harus dipenuhi. Bahkan para ahli menyatakan bahwa keberhasilan desain bangunan tahan gempa adalah apabila berhasil mengendalikan simpangan-antar tingkat (*storey-drift control*).

Apabila simpangan antar tingkat (Δ) terlalu besar, maka akan timbul efek P-Δ (*P-Δ effects*). Efek P-Δ pada umumnya akan sangat membayakan kestabilan struktur, karena akan menimbulkan momen kolom yang sangat besar (akibat P yang umumnya sangat besar). Selain pembatasan lendutan dan simpangan yang terjadi sebagai bentuk dari design criteria, maka struktur bangunan hendaknya jangan terlalu fleksibel. Sistim pengaku dapat dipakai untuk mengurangi/mengendalikan lendutan/simpangan.

12.2.1.c Sistim Pelesapan Energi (*Energy Dissipation System*)

Sebagaimana dijelaskan sebelumnya bahwa pada desain struktur telah dipakai *force reduction factor* yang menjadikan desain gempa rencana menjadi relatif kecil. Apabila terjadi

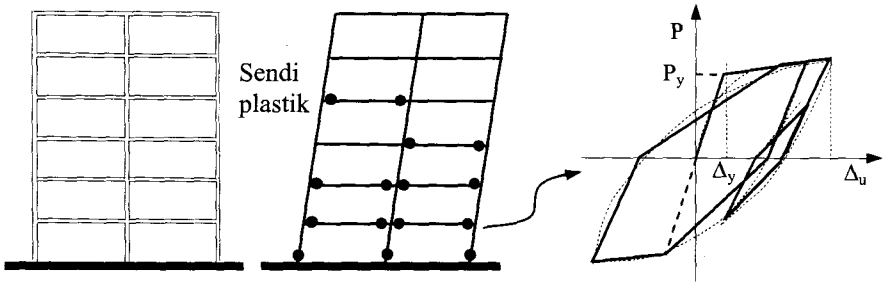
gempa yang lebih besar dari desain gempa rencana, maka struktur dibolehkan terjadi kerusakan. Kerusakan yang terjadi akan bergantung pada beberapa hal yaitu level beban gempa (*hazard level*) dan level pentingya struktur (*importance factor*). Struktur yang lebih penting misalnya rumah sakit, sekolahan, tempat penyimpanan bahan makanan, bahan bakar, bahan yang berbahaya, tempat berkumpul orang banyak, bangunan monumental, kantor keamanan harus lebih dilindungi terhadap kerusakan.

Apabila terjadi kerusakan akibat beban dinamik/siklik maka elemen struktur yang mengalami kerusakan harus tidak boleh getas, tetapi harus liat/daktail. Rusak yang dimaksud adalah tegangan bahan sudah sampai pada tegangan plastis, dan tenpat yang rusak tersebut umumya disebut sendi platis. Apabila demikian maka pelesapan energi telah terjadi pada tempat-tempat sendi platis. Pada bab sebelumnya telah disampaikan bahwa pada konsep *Capacity Design*, tempat-tempat sendi plastis sudah direncanakan sejak awal yaitu pada ujung-ujung balok. Apabila sendi-sendi plastis bersifat daktail maka pada struktur tersebut telah terjadi sistim pelesapan energi dengan baik.

12.2.1.d Stabilitas (*stability*)

Stabilitas juga merupakan salah satu kriteria yang penting yang seterusnya akan berhubungan erat dengan sifat daktilitas. Akibat beban statik pada umumnya struktur tidak mempunyai masalah. Masalah baru muncul setelah beban dinamik misalnya bangunan digoncang oleh getaran tanah akibat gempa bumi. Bangunan akan bergetar, tegangan bahan akan meningkat dan mencapai tegangan plastis secara bolak-balik sebagaimana dibahas di atas. Pada daerah-daerah sendi platis akan mengalami hubungan antara beban vs. simpangan (*load-deformation*) secara berubah-ubah sepanjang durasi pembebanan yang disebut *hystertic loops*, seperti yang disajikan pada Gambar 12.2).

Struktur yang stabil adalah apabila *hysteretic loops* tersebut mampu bertahan pada simpangan inelastik yang cukup besar tanpa adanya penurunan kekuatan yang berarti (maksimum penurunan kekuatan sebesar 20 % dari kekuatan maksimum). Apabila hal ini dapat dicapai maka struktur secara keseluruhan akan bersifat stabil, daktail, tidak mudah runtuh pada durasi dan simpangan yang cukup lama/besar.



a) Portal terbuka b) Sendi-sendi plastis c) *hystertic loops*

Gambar 12.2 Hystertic loops

12.2.2 *Design Criteria* Berdasarkan Level2 Pembebanan

Design Criteria atau *performance criteria* pada level-level pembebanan dinyatakan dalam beberapa tingkatan. Tingkat-tingkat *performance criteria* tersebut adalah sebagai berikut ini.

a) Level Beban Layan (*serviceability limit states*)

Pada level pembebanan ini terdapat beberapa criteria yang harus dipenuhi yaitu :

1) tidak adanya lendutan dan simpangan yang berlebihan pada level beban layan. Lendutan yang berlebihan akan mengakibatkan retak dan terganggunya elemen non struktur. Menurut PCPKGUBG, 2002 dinyatakan bahwa pada level beban layan, simpangan antar tingkat tidak boleh lebih besar dari nilai terkecil : a) 0,03/R atau b) 30 mm. R dalam hal ini adalah faktor reduksi beban.
b) Tidak adanya getaran struktur yang berlebihan.
   Tidak ada ketentuan yang lebih khusus tentang getaran ini, namun demikian efeknya dapat disarakan. Apabila dirasakan sudah melampaui batas nyaman, maka criteria desain yang dimaksud sudah dilampaui.

b) Level Pembebanan *Damageability Limit States*

Sebagaimana pernah disampaikan sebelumnya, pada level pembebanan ini retak-retak elemen struktur sudah cukup besar, namun demikian kriteria desain yang disyaratkan adalah :

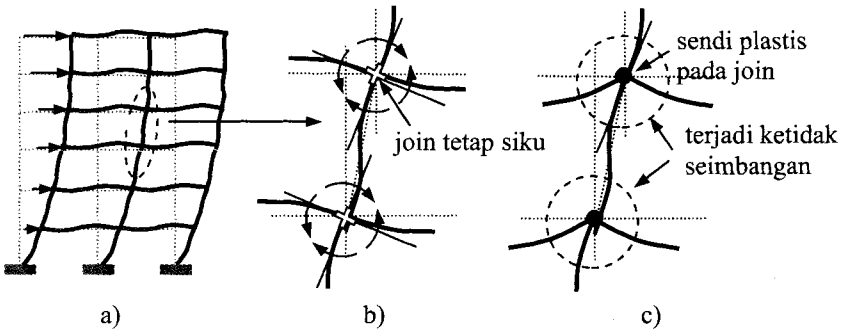
a) boleh terjadi siknifikan retak tetapi tidak boleh terjadi terlalu dini.
b) Tidak dibolehkan terjadinya simpangan secara berlebihan yang dapat mengakibatkan rusak totalnya elemen non struktur,
c) dibolehkan terjadi regangan inelastic asal tidak meruntuhkan struktur.

Pada TCPKGUBG 2002, terdapat batas simpangan antar tingkat bangunan reguler yang masih dibolehkan pada level pembebanan *damageability limit states*, yaitu simpangan maksimum akibat beban gempa rencana dikalikan dengan nilai C = 0,7.R, yangmana R adalah faktor reduksi beban. Pembatasan simpangan tersebut adalah untuk menghindari keruntuhan struktur. Definisi beban gempa recana dapat dilihat di TCPKGUBG, 2002.

3) Level Pembebanan *Ultimate States*

Level beban ini adalah level beban yang paling tinggi. Pada level beban ini harapannya hanya satu yaitu agar struktur tidak runtuh total (*totally collapse*). Harapan ini untuk tujuan sebesar-besarnya dalam melindungi penghuni bangunan. Agar keruntuhan bangunan tidak terjadi, maka kriteria desain yang harus dipenuhi adalah:

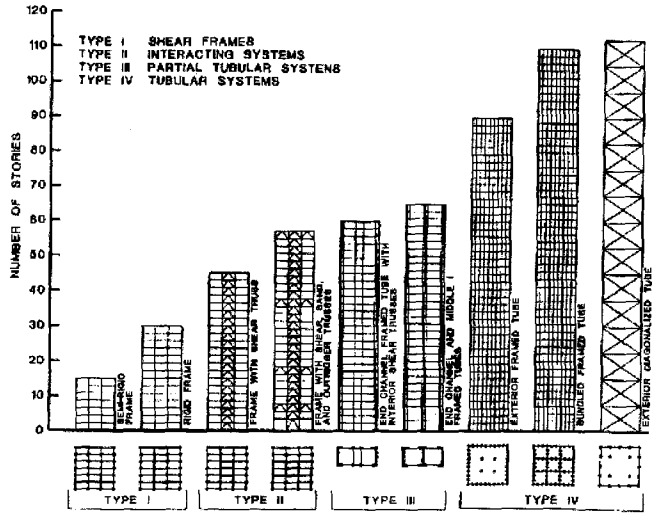
a) tidak boleh terjadi adanya ketidak-seimbangan elemen atau sistim struktur, misalnya rusaknya *beam colum joints* sebagaimana tampak pada Gambar 12.3.c), atau rusaknya sambungan balok dengan kolom struktur baja,
b) tidak boleh terjadi rusaknya elemen pokok struktur utama bangunan yang dapat menuju pada runtuhnya bangunan,
c) dibolehkan terjadinya sendi-sendi plastik pada tempat-tempat yang tepat (ujung-ujung balok atau ujung bawah kolom tingkat dasar),
d) tidak boleh terjadinya instabilitas struktur akibat deformasi plastik yang berlebihan (misalnya efek P-Δ), tidak boleh terjadi runtuh/rusaknya struktur karena rusaknya fondasi, rusaknya sistim pendukungan oleh tanah, oleh korosi maupun oleh kebakaran.



Gambar 12.3 a) pola goyangan ; b) keseimbangan join ; c) sendi plastis pada join

12.3 Struktur Utama Bangunan

Sebagaimana disampaikan sebelumnya, struktur utama bangunan adalah suatu skeleton/kerangka pokok suatu bangunan. Sebagai kerangka pokok, maka struktur bangunan mempunyai fungsi utama meneruskan beban baik beban gravitasi maupun beban sementara ke sistim pendukung akhir yaitu tanah dasar. Struktur bangunan, baik beton, baja maupun kayu sangat baik dalam menahan beban gravitasi, namun perlu didesain secara khusus kalau harus menahan beban yang arahnya horisontal. Beban horisontal yang dimaksud dapat diakibatkan oleh beban angin maupun beban gempa. Dibeberapa tempat terutama pada daerah gempa yang aktivitasnya tinggi, beban horisontal itu justru yang menentukan pada proses desain. Pada kondisi seperti itu struktur utama bangunan lebih banyak dimaksudkan untuk menahan beban horisontal daripada hanya sekedar menahan beban gravitasi. Oleh karena itu struktur utama bangunan kadang-kadang juga disebut sistim struktur penahan beban horisontal atau *lateral load resisting system.*

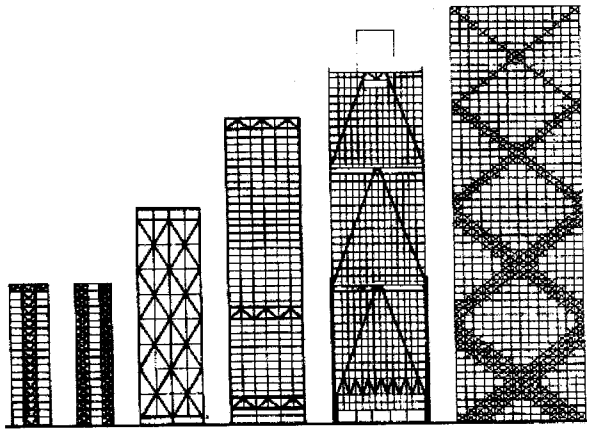


Gambar 12.4 Jenis/Macam Struktur Utama Bangunan (Kowalczyk dkk, 1995)

Terdapat banyak jenis struktur utama bangunan, dan bahkan menurut Kowalczyk dkk (1995), jenis-jenis struktur utama tersebut dikelompokkan menjadi :

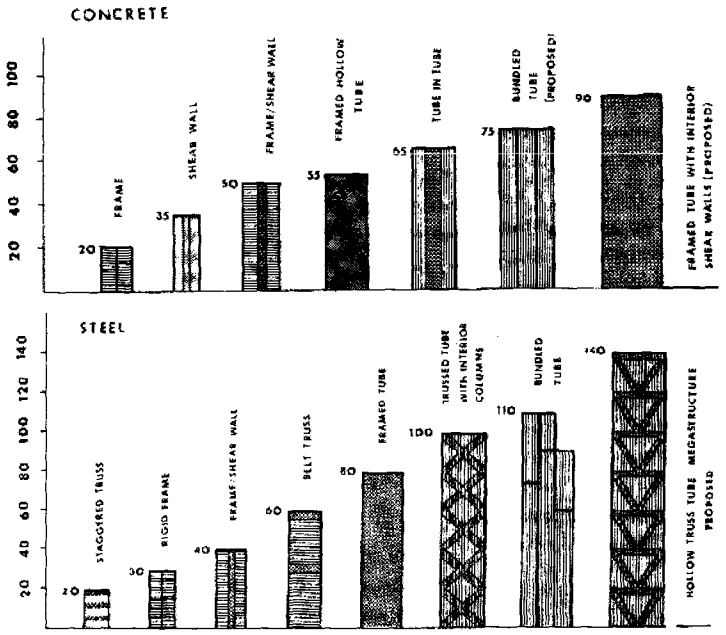
1. Kelompok A : *Framing System*
   Kelompok ini terdiri dari *frame, bearing structural walls, core system, tube system,*
2. Kelompok B : *Bracing System*
   Kelompok ini dapat berupa *frame-bracing, steel-core bracing, shear-wall bracing* ,
3. Kelompok C : *Floor Framing*
   Kelompok ini dapat berupa *flat-plate, flat-slab*

Semi-rigid frame seperti yang tampak pada Gambar 12.4) misalnya adalah struktur baja yangmana sambungan antara balok dan kolom kemungkinan bersifat semi-rigid. Struktur bangunan Type-II adalah bangunan yang menggunakan *core-shear truss* dan *shear-outriggers truss* adalah sistim bresing yang ditempatkan di *core* bangunan sebagai perkuatan (untuk meningktkan kekakuan). Untuk bangunan-bangunan yang lebih tinggi sudah menggunakan sistim tabung/*tube*. Sebagaimana diketahui bahwa sistim struktur ini ingin meniru perilaku tabung yang sangat kuat terhadap puntir dan dapat direkayasa untuk kuat terhadap bending. Ciri-cirinya adalah adanya struktur tepi yang rapat untuk mendekatkan pada sifat masif seperti pada tabung. Untuk meningkatkan kekakuan dan kemampuannya menahan momen, maka struktur tabung besar terdiri atas tabung-tabung penyusun kecil (*tube in tube* atau *bundled-tube*).



Gambar 12.5 Struktur Utama Bangunan Sangat Tinggi (Scheuller, 1977)

Untuk bangunan yang sudah sangat tinggi, penggunaan global bresing akan lebih efektif sebagaimana yang tampak pada Gambar 12.5.c), 12.5.e) dan 12.5.f). Tampak dari gambar-gambar di atas bahwa struktur utama bangunan dapat sangat sederhana sampai sangat kompleks. Analisis struktur menjadi sangat kompleks apabila dilakukan secara 3-dimensi (3-D) pada bangunan yang sudah kompleks. Untuk keperluan desain kadang-kadang diperlukan informasi tentang tipikal banyak tingkat yang umumnya dapat dibuat untuk masing-masing jenis yaitu beton dan struktur baja. Hal ini seperti yang disajikan pada Gambar 12.5 (Schueller, 1977).



Gambar 12.6 Tipikal banyak tingkat,jenis bahan dan jenis struktur utama (Wolfang,1977)

Pada Gambar 12.6) tampak batasan jumlah tingkat yang pada umumnya dibangun untuk jenis bahan beton dan baja serta jenis struktur utama yang digunakan. Batasan tersebut tidaklah eksak tetapi hanya bersifat perkiraan. Umumnya bahan baja dapat dipakai untuk membangun bangunan yang lebih tinggi daripada struktur beton. Dibanding dengan beton kekuatan bahan baja lebih besar, ukuran yang dipakai dapat relatif kecil, berat sendiri struktur menjadi lebih kecil, gaya gempa menjadi lebih kecil dan akhirnya dapat dibangun bangunan yang lebih tinggi.

12.4 Perilaku Struktur Utama Bangunan

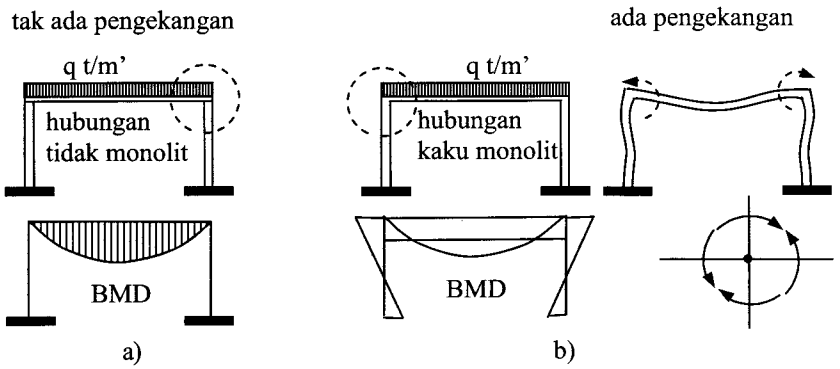
Sebagaimana disampaikan pada awal bab ini bahwa pemakaian jenis struktur utama bangunan akan dipengaruhi oleh 4-hal pokok. Dua hal utama yang lebih dominan adalah pengaruh banyaknya tingkat dan bahan yang dipakai. Struktur bresing misalnya sangat banyak dipakai pada struktur baja, karena struktur baja umumnya lebih fleksibel daripada beton. Sedangkan banyaknya tingkat akan berimplikasi pada gaya horisontal yang harus di tahan. Semakin tinggi bangunan, pengaruh gaya horisontal akan semakin besar, dan dengan demikian diperlukan sistim perkuatan struktur yang lebih sistimatik.

12.4.1 Portal Terbuka (*Open Moment Resisting Frame*)

Struktur portal merupakan hubungan antara balok dan kolom saling sambung menyambung sedemikian sehingga membuat bangun *grid-grid* atau membentuk suatu portal bertingkat. Suatu hal yang sangat penting yang harus diperhatikan pada struktur portal adalah **titik simpul** atau **titik *joint*** yaitu sambungan antara balok-balok dan kolom-kolom harus kaku monolit, sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 12.7.b). Sebagaimana asumsi yang umum dipakai didalam elastik maupun inelastik analisis struktur bahwa titik *joint* tersebut dapat saja berotasi

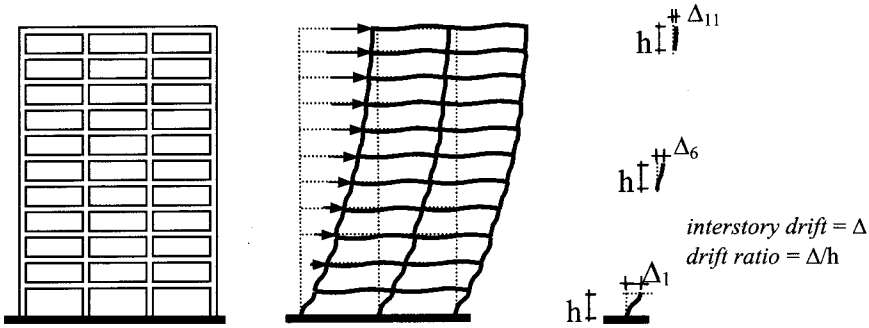
tetapi antara balok dan kolom tetap siku-siku. Hal ini mengandung pengertian bahwa joint harus tetap kaku, siku-siku dan tetap elastik artinya tidak boleh terjadi deformasi inelastik. Walaupun join dapat berotasi tetapi karena join sangat kaku maka akan terdapat ***pengekangan*** atau ***perlawanan*** (*constraint*) pada join seperti yang tampak pada Gambar 12.3.b) atau 12.7.b).

Oleh karena itu *frame* yang mempunyai join penahan momen disebut *Moment Resisting Frame (MRF)*. Adanya pengekangan adalah sift-sifat dari struktur statis tak tentu. Dengan asumsi seperti itu maka rotasi *joint* hanya semata-mata karena beban luar atau goyangan akibat beban gempa dan bukan akibat dari deformasi inelastik pada *joint* itu sendiri. Struktur yang memenuhi dapat memenuhi sifat-sifat itu (join kaku) utamanya adalah struktur beton bertulang cor ditempat (*cast in place)*.



Gambar 12.7 a) Statik Tertentu; b) Statik Tak Tentu; c) *Moment Resisting Frame*

Moment Resisting frame termasuk struktur yang relatif fleksibel. Akibat kombinasi beban gravitasi dan beban horisontal, MRF akan berdeformasi utamanya secara horisontal akibat *shear deformation* sebagaimana yang tampak pada Gambar 12.8). Pola goyangan tersebut sumumnya disebut *shear deflected shape* atau struktur berdeformasi menurut sifat-sifat elemen/bangunan geser. Kowalczyk dkk (1995) mengatakan bahwa *shear deformation* pada MRF 90 % diantaranya diakibatkan oleh gaya horisontal dan hanya 10 % diakibatkan oleh beban graviatsi. Pada goyangan tipe itu, simpangan antara-tingkat Δ (*interstory drift*) pada tingkat-tingkat bawah akan sangat besar dan akan semakin besar pada bangunan yang semakin tinggi (banyak tingkat).

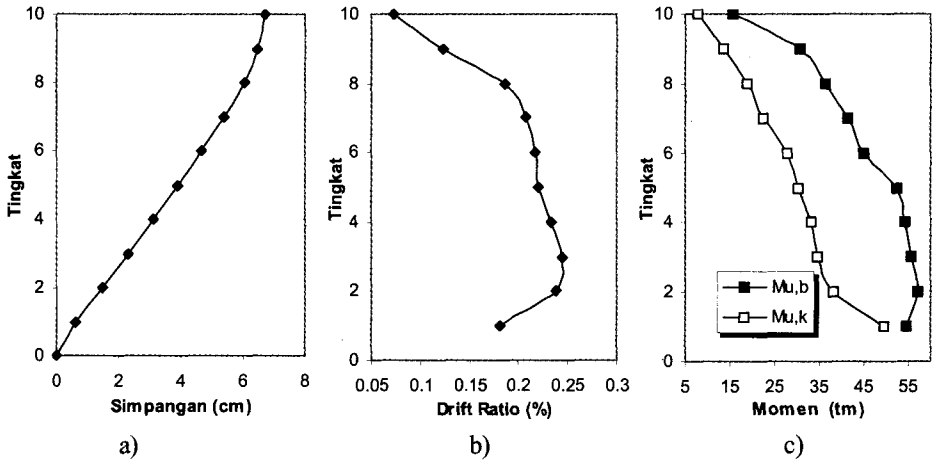


Gambar 12.8 Pola simpangan *MRF* dan *drift ratio*

Simpangan antar tingkat akan semakin mengecil pada tingkat-tingkat diatasnya yang dalam Gambar 12.8) berarti $\Delta_{11} < \Delta_6 < \Delta_1$. Untuk mengetahui besaran/level goyangan horisontal yang terjadi maka *intersorey drift* Δ umumnya dinormalisasikan terhadap tinggi tingkat h menjadi suatu istilah *drift ratio*. Dengan demikian *drift ratio* tingkat-tingkat bawah akan relatif besar dan akan semakin kecil pada tingkat-tingkat atas. *Drift ratio* akhirnya menjadi salah satu *design criteria* suatu bangunan.

Contoh simpangan horisontal tingkat dan *drift-ratio* hasil analisis struktur untuk struktur beton bertulang 10-tingkat (Subandi dan Hastanto, 2000) akibat beban statik ekuivalen adalah seperti yang tampak pada Gambar 12.9.a) dan 12.9.b). Sedangkan tipikal momen maksimum balok dan momen kolom adalah seperti yang disajikan pada Gambar 12.9.c). Pada gambar tersebut tampak bahwa struktur portal terbuka reguler mempunyai simpangan horisontal tingkat mengikuti pola deformasi geser mirip seperti pola simpangan pada Gambar 12.8).

Berdasar pada simpangan horisontal tingkat tersebut maka menghasilkan *drift-ratio* seperti tampak pada gambar 12.9.b). Tampak bahwa *drift ratio* nilainya relatif besar pada tingkat-tingkat bawah dan terus mengecil pada tingkat-tingkat diatasnya. *Drift ratio* pada tingkat-tingkat bawah tersebut akan semakin membesar pada bangunan yang semakin tinggi (banyak tingkatnya). Sesuai dengan hukum mekanika, maka *drift ratio* yang besar akan mengakibatkan momen balok ($M_{u,b}$) dan momen kolom ($M_{u,k}$) yang besar sebagaimana disajikan pada Gambar 12.9.c). Secara umum, distribusi momen balok di seluruh tinggi bangunan akan mengikuti dristribusi *drift-ratio*. Tampak jelas bahwa momen balok terbesar tidak di tingkat ke-1 tetapi sedikit tingkat-tingkat diatasnya, dapat di tingkat ke-2 atau ke-3. Namun demikian momen kolom terbesar pada umumnya adalah di ujung bawah kolom tingkat dasar.

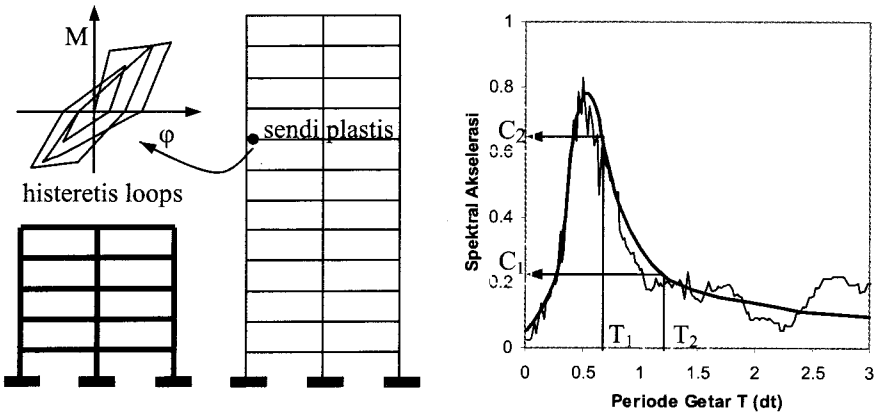


Gambar 12.9 Simpangan, *drift ratio* dan momen (Subandi dan Hastanto, 2000)

Menurut Booth (1994) penggunaan struktur portal atau *open moment frame* sebagai struktur utama penahan beban vertikal maupun horisontal akan mempunyai keuntungan dan kekurangan. Struktur portal dapat dianggap sebagai struktur yang sepenuhnya (100 %) menahan beban-beban tersebut. Namun demikian dalam suatu kombinasi dapat saja portal atau *frame* hanya menahan sebagian kecil bahkan dianggap tidak direncanakan menahan beban horisontal. Penggunaan *moment resisting frame* untuk bangunan bertingkat sebagaimana tampak pada Gambar 12.8) akan mempunyai kelebihan atau kelemahan. Beberapa kelebihan

frame diantaranya adalah sebagai berikut :

1. Apabila didesain secara baik maka struktur portal dapat menjadi struktur yang daktail (dengan histeresis *loops* di sendi plastis yang stabil, seperti Gambar 12.10) dan dapat memberikan sistim pengekangan/kekakuan yang cukup. *Joint* yang kaku, tetap siku dan elastik seperti disebut sebelumnya merupakan salah satu sistim pengekangan/kekakuan yang efektif.
2. Karena fleksibilitasnya, struktur portal atau *frame* akan mempunyai periode getar T yang relatif besar. Dengan kondisi seperti itu maka fleksibilitas struktur dapat menggeser *strength demand* yang ditunjukkan oleh nilai C yang semakin mengecil (pada T yang semakin besar),



a) Kaku, T_1 kecil b) Fleksibel, T_2 besar c) Pergeseran nilai C

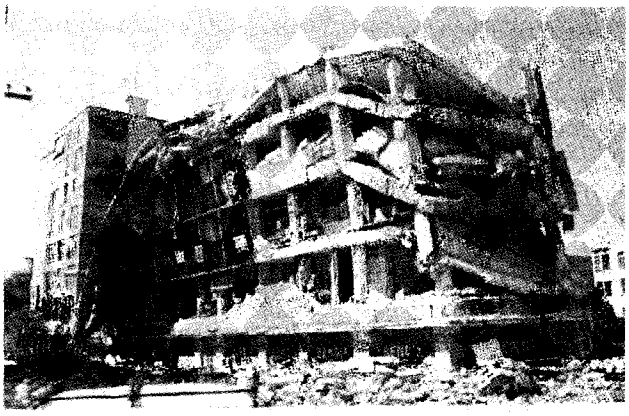
Gambar 12.10 Pergeseran *frame strength demand* C di respon spektra

Apabila struktur mempunyai kekakuan yang sangat besar seperti tampak pada Gambar 12.10.a) maka periode getar T menjadi realtif kecil. Pada respon spektra seperti Gambar 12.10.c) maka nilai koefisien gempa dasar C menjadi relatif besar. Pada portal atau *frame* karena periode getar T struktur relatif besar maka menurut gambar tersebut, nilai koefisien gempa dasar C menjadi relatif berkurang. Hal inilah yang dikatakan sebelumnya bahwa terjadi pergeseran *strength demand* pada *frame.*

3. Secara arsitektural struktur portal memberi keleluasaan untuk menata ruangan yang diinginkan, karena ukuran kolom relatif kecil.

Namun demikian struktur portal juga membuka peluang terjadinya kerusakan struktur, misalnya sebagai berikut :

1. Kerusakan secara total pada *frame* dapat saja terjadi terutama apabila tidak adanya penerapan *design philosophy* yang jelas. *Design philosophy* yang dimaksud meliputi desain semua aspek mulai dari sistim/rencana pelesapan energi atau pola mekanisme
2. Desain tulangan lateral (*lateral confinement*) tidak layak baik pada lokasi sendi-sendi plastik maupun pada *joints.* Kerusakan struktur pada gempa Meksiko (1985) seperti yang tampak pada Gambar 12.11) adalah salah satu contoh dari kasus ini



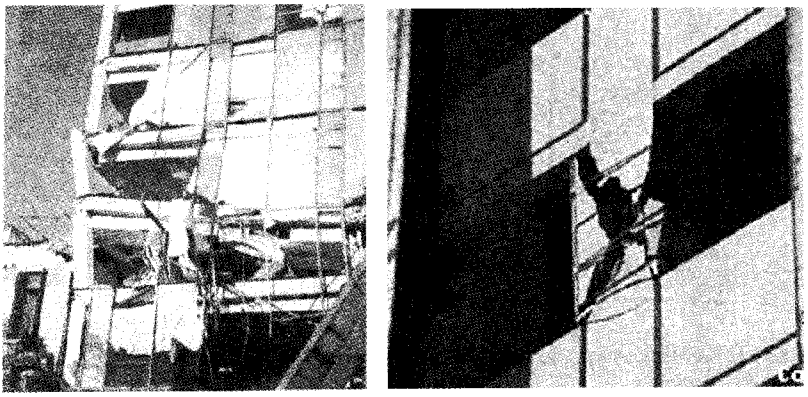
Gambar 12.11 Kerusakan karena tidak diterapkannya *Design Philosophy* (Moriya,1985)

a) b)

Gambar 12.12 Kerusakan Struktur ; a) *soft storey* ; b) kerusakan ujung kolom [ ]

3. Distribusi kekakuan struktur portal secara vertikal yang tidak merata akan menyebabkan timbulnya tingkat yang relatif lemah (*soft storey*) seperti tampak pada Gambar 12.12.a). Adanya tingkat yang lemah,dapat membahayakan kestabilan struktur, karena kerusakan secara tiba-tiba dapat terjadi.
4. Apabila tidak didesain secara baik maka berdasarkan pengalaman banyak struktur portal rusak mulai dari rusak ringan sampai rusak berat. Kerusakan yang sering terjadi umumnya dilokasi sendi-sendi plastik akibat kurangnya sistim perlindungan terhadap rusak geser (*shear failure*) seperti tampak pada Gambar 12.12.b). Rusak geser akan terjadi secara tiba-tiba sehingga sangat membahayakan kestabilan struktur. Untuk itu penulangan lateral (*lateral confinement*) pada tempat-tempat sendi plastik sangat diperlukan.
5. *Beam column joint* yaitu tempat pertemuan antara balok dan kolom meupakaan tempat yang sering rusak (*fail*) seperti yang tampak pada Gambar 12.13.a). Hal ini terjadi karena pada *joint* tersebut terjadi konsentrasi tegangan, terutama adalah tegangan geser, tegangan lekat antara beton dengan baja (*bond stress*) dan tegangan desak.
6. *Member aspect ratio* atau tingkat kelangsingan elemen struktur baik kolom maupun balok akan berpengaruh terhadap kemungkinan kerusakan struktur. Elemen struktur yang gemuk (*length to depth ratio* kecil) sangat berpotensial terjadi kerusakan geser sebagaimana yang

tampak pada Gambar 12.13.b). Kolom-kolom yang gemuk, balok tinggi sedapat-dapatnya dihindari. Penggunaan bahan mutu tinggi pada kolom-kolm dasar bangunan-bangunan tinggi kadang-kadang diperlukan agar kolom yang gemuk dapat dihindari.



a) b)

Gambar 12.13 a) *Joint failure* ; b) kerusakan pada elemen gemuk [ ]

7. Struktur portal yang terlalu flekesibel juga dapat menyebabkan simpangan antar tingkat (*interstorey drift*) yang relatif besar terutama pada tingkat-tingkat bawah. Simpangan antar tingkat yang relatif besar selain dapat merusakkan elemen non-struktur seperti tembok, jendela kaca maupun partisi-partisi juga dapat merusakkan elemen struktur yang bersangkutan. Simpangan yang relatif besar juga memungkinkan terjadinya benturan antar bangunan yang bersebelahan (*structural pounding*). Contoh *structural pounding* yang paling menarik untuk dikaji adalah yang terjadi pada gempa Meksiko tahun 1985.
8. Struktur portal yang terlalu langsing (tinggi-lebar rasio yang besar) juga memungkinkan terjadinya masalah. Pada kondisi seperti itu gaya horisontal akibat gempa yang akan mengakibatkan momen guling yang cukup besar. Apabila lebar bangunan terbatas maka gaya aksial kolom oleh memen guling akibat gempa menjadi sangat besar. Pada kondisi yang demikian tidak menguntungkan terhadap kestabilan struktur.

Gambar 12.14 Tumbukan antara 2-bangunan (*pounding*) [ ]

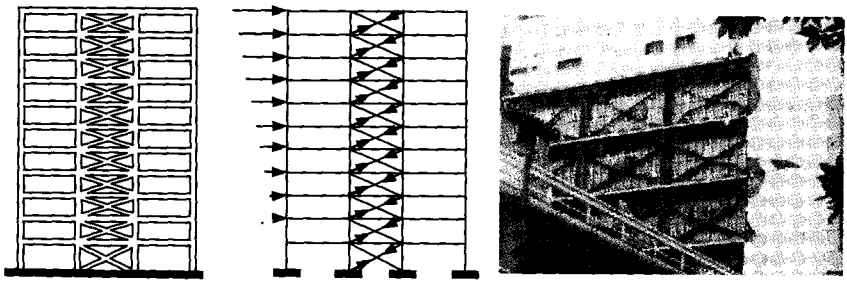
Smith dan Coull (1991) menyatakan bahwa struktur portal umumnya cukup efektif dipakai pada bangunan dibawah 25-tingkat. Lebih dari ketinggiaan tersebut umumnya *interstorey drift* sudah cukup besar terutama pada tingkat-tingkat bawah. Terdapat semacam batasan ratio antara tinggi dan lebar bangunan, yang beberapa literatur menyebutkan bahwa ratio yang kurang dari 4 : 1 merupakan ratio yang masih ideal. Namun demikian bangunan-bangunan gedung sangat tinggi (*ultra high rise building*) sekarang ini dengan teknologi modern ratio tersebut dapat dilampaui. Hal ini akan dibicarakan dalam konfigurasi bangunan.

12.4.2 Portal Dengan *Bracing*

Portal biasa atau *open frame* berkemungkinan terjadinya simpangan antar tingkat yang cukup besar terutama pada tingkat-tingkat bagian bawah sebagaimana ditunjukkan pada Gambar 12.8) di atas. Hal itu terjadi karena portal terbuka menjadi relatif fleksibel pada bangunan yang semakin tinggi (banyak tingkatnya). Agar simpangan antar tingkat pada tingkat-tingkat bawah bangunan tinggi tidak menimbulkan masalah maka kekakuan struktur harus ditingkatkan. Salah satu caranya adalah dengan memakai bresing (*bracing*). Jenis, model dan penempatan bresing akan bergantung pada banyak hal.

Smith dan Coull (1991) mengatakan bahwa jenis bresing yang dipakai pada umumnya adalah bresing dua diagonal yang saling menyilang. Bresing diagonal seperti itu akan berganti-ganti menahan gaya tarik dan desak bergantung pada arah beban horisontal. Apabila terdapat gaya horisontal, maka utamanya gaya-gaya tersebut akan ditahan oleh silangan (*bracing*) bersama-sama dengan balok dan kolom sebagai satu kesatuan. Untuk menahan gaya tarik maka struktur kabel baja akan sangat efektif tetapi kabel tidak dapat menahan gaya desak. Oleh karenanya portal dengan silangan ini sering dipakai pada struktur baja dengan beberapa alasan. Alasan pertama adalah bahwa struktur baja relatif lebih fleksibel (kekakuan lebih kecil) dibanding dengan struktur beton sedangkan alasan yang lain adalah bahwa bahan diogonal akan dapat berfungsi baik sebagai batang tarik maupun batang desak apabila dipakai bahan baja. Lebih lanjut Smith daan Coull (1991) mengatakan bahwa terdapat beberapa keuntungan struktur dengan silangan yang diantaranya adalah :

1. silangan (*bracing*) akan sangat effektif dalam hal menambah kekakuan struktur dengan penambahan pemakaian bahan yang hanya relatif sedikit. Kekakuan struktur yang bertambah akan sangat baik dalam mengendalikan simpaangan antar tingkat.
2. pada sistim silangan yang efektif, balok hanya sedikit terlibat didalam kerja sistim *bracing*. Dalam perkataan lain tidak terdapat tambahan gaya yang dominan terhadap balok akibat adanya silangan.

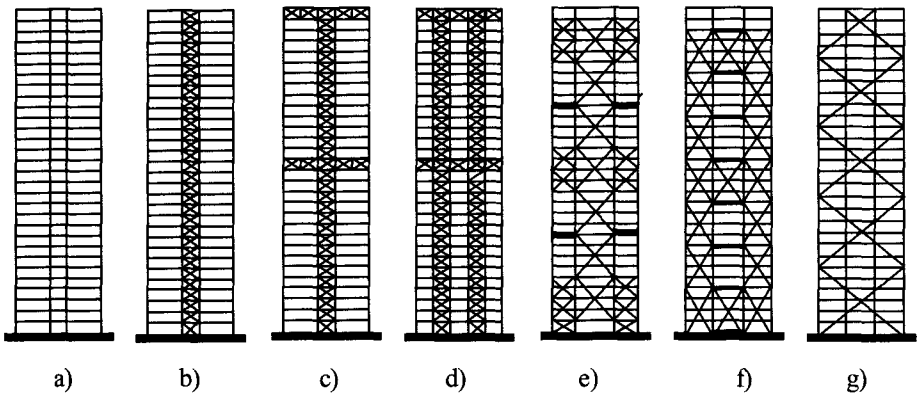


a) b) c)

Gambar 12.15 Portal dengan Bresing [ ]

Karena kekuatan bahan baja sangat tinggi maka elemen struktur baja umumnya relatif langsing. Elemen yang langsing masih berperilaku baik terhadap gaya tarik sebagaimana pada Gambar 12.15.b). Disamping kelebihan yang dimiliki portal bresing, struktur bresing ini juga mempunyai kelemahan-kelemahan :

1. dari segi arsitektural silangan ini akan mengganggu tata letak jendela maupun pintu,
2. elemen itu akan sangat berbahaya apabila harus menahan gaya desak, karena elemen langsing akan mudah tertekuk (*buckling*) seperti yang tampak pada Gambar 12.16.c)
3. Secara umum bahan baja rawan terhadap kebakaran dan relatif sulitnya membuat sambungan monolit.



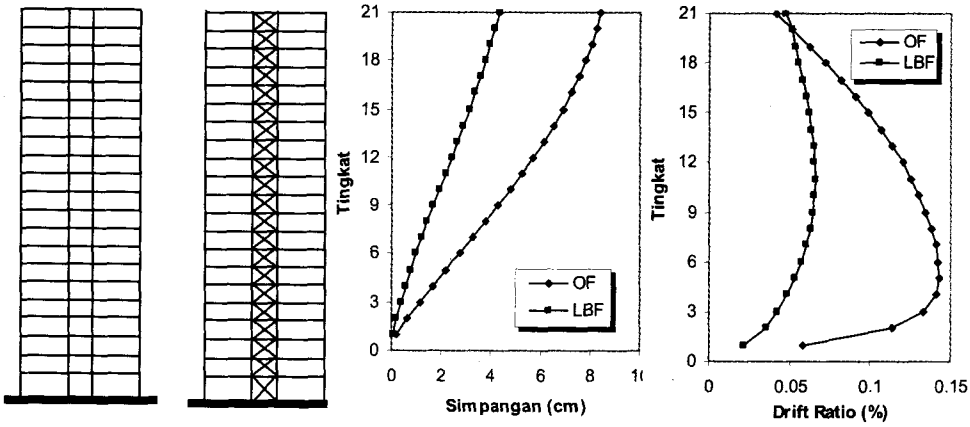
Gambar 12.16 Macam-macan konfigurasi bresing

Jenis-jenis bresing dapat berbentuk, K, V maupun X, sedangkan konfigurasi bresing dapat berupa *single core bracing* seperti tampak pada Gambar 12.16.b). *Core bracing* dapat dipasang *single bay* maupun *multiple bays.* Gambar 12.16.c) adalah *core bracing* dengan *outriggers. Core bracing* dengan *outriggers* dapat dikembangkan menjadi struktur seperti Gambar 12.16.d). Sistim bresing selanjutnya yaitu Gambar 12.16.e), f dan g sudah mengalami perubahan kondifigurasi bila dibandingkan dengan Gambar 12.16.b). Gambar 12.16.b) dapat dikatakan sebagai bresing lokal (*local bracing*) karena yang diikat hanya tingkat-per tingkat. Struktur seperti gambar 12.16.e, f dan g) dapat dikatakan sebagai bresing global, karena yang diikat oleh bresing sudah secara sistim yang meliputi beberapa tingkat.

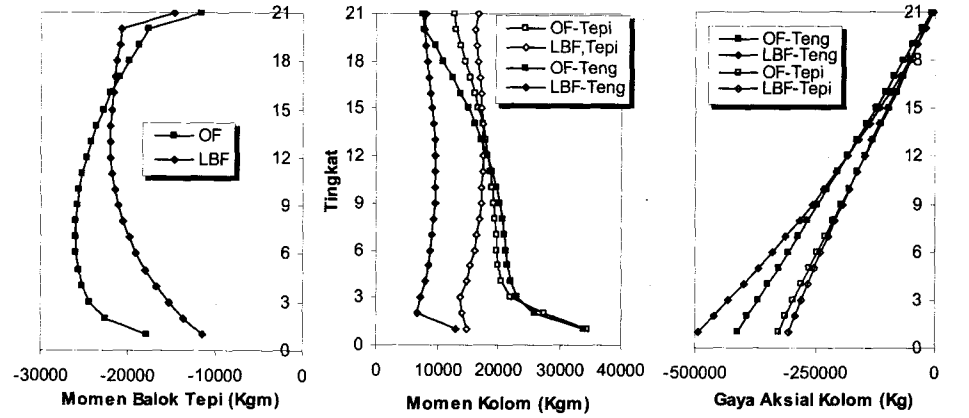
Pengaruh bresing terhadap respons struktur baja bertingkat banyak telah diteliti oleh Widyatmoko dan Taufiqurrahman (2004). Penelitian dilakukan terhadap bangunan *open frame* dan bresing lokal (*core braced*) untuk 9, 15 dan 21-tingkat seperti yang tampak pada Gambar 12.17.a). Perbandingan simpangan horisontal antara *open frame* dan *local braced* disajikan pada Gambar 12.17.b). Tampak pada gambar tersebut bahwa simpangan horisontal struktur bresing kira-kira hanya 50 % dari simpangan horisontal struktur *open frame.* Drift ratio untuk bangunan yang bersangkutan disajikan pada Gambar 12.17.c). Tampak bahwa *drift ratio* maksimum terjadi pada tingkat ke-5, yangmana *drift ratio* struktur bresing jauh lebih kecil daripada struktur *open frame.*

Pada Gambar 12.17.d) tampak bahwa momen balok bentang tepi untuk *local braced frame* lebih kecil daripada struktur *open frame.* Hal ini terjadi karena pengaruh bresing, sehingga simpangan dan *drift ratio* struktur *braced frame* lebih kecil daripada struktur *open frame.* Pada Gambar 12.17.e) tampak momen kolom tepi dan tengah dari kedua jenis struktur

yang ditinjau. Tampak bahwa momen kolom *braced frame* juga lebih kecil daripada struktur *open frame*. Selanjutnya, gaya aksial kolom disajikan pada Gambar 12.17.f).



a) *Open* dan *Braced frame* b) Simpangan horisontal c) Drift ratio



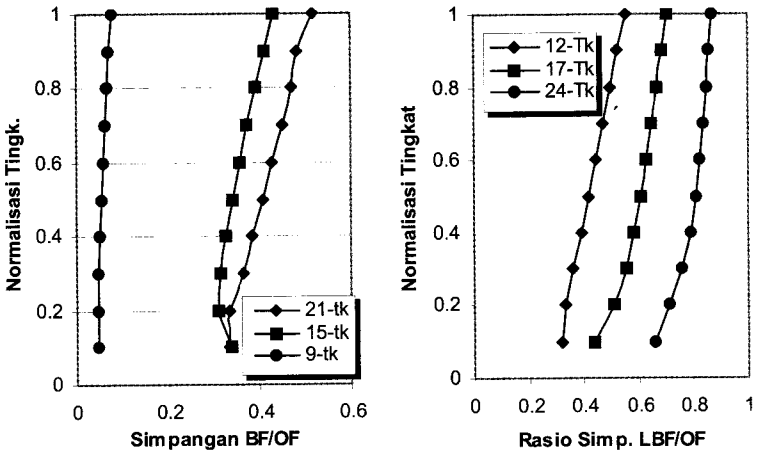
d) Momen Balok e) Momen Kolom f) gaya aksial Kolom

Gambar 12.17 Perbandingan Respons struktur *Open Frame* dan *Local Braced Frame*

Karena bresing ditempatkan pada *core*, maka gaya aksial kolom tengah struktur *braced frame* lebih besar daripada struktur *open frame*. Hal ini terjadi karena adanya tambahan gaya akisial kolom yang berasal dari gaya aksial bresing. Penelitian Desy dan Andry (2003) yang sebagian diteruskan oleh Widyatmoko dan Taufiqurrahman (2004) pada akhirnya menguji keefektifan *local core bracing* pada bangunan yang lebih tinggi. Indikator yang dipakai adalah rasio simpangan antara struktur *open frame* (OF) terhadap simpangan struktur *local braced frame* (LBF). Hasil penelitian Widyatmoko dan Taufiqurrahman (2004) disajikan pada Gambar 12.18.a) dan hasil penelitian Desy dan Andry (2003) disajikan di Gambar 12.17

Pada gambar 12.18) tersebut tampak bahwa semakin tinggi bangunan, maka rasio simpangan struktur LBF terhadap struktur OF semakin mendekati angka 1. Hal ini berarti bahwa semakin tinggi bangunan simpangan struktur LBF akan mendekati struktur OF.

Kesimpulan yang dapat diambil adalah bahwa *local braced frame* semakin tidak efektif untuk struktur yang semakin tinggi. Berdasar pada simpulan tersebut maka, Asrofi dan Iwan (2006) mengadakan penelitian tentang efektifitas pemakaian struktur *outriggers* dengan *belt-truss* dan pada struktur baja bertingkat banyak. Penelitian dilakunan terhadap 3-jenis struktur baja 20, 30 dan 40-tingkat dengan *double core braced*. Respons struktur yang ditinjau dibandingkan dengan respons struktur *open frame*. Hasil-hasil penelitian tersebut disajikan pada Gambar 12.19).



a) b)

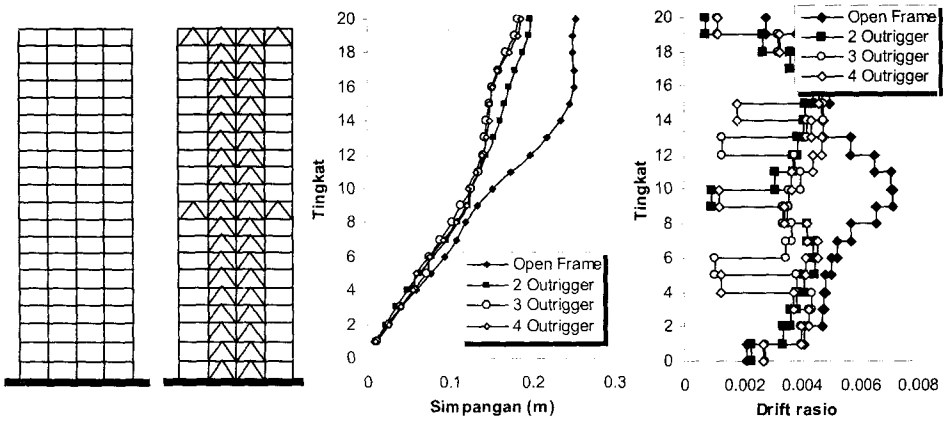
Gambar 12.18 Rasio simpangan struktur *Local Braced Frame* terhadap *Open Frame*

Gambar 12.19.b) menunjukkan bahwa simpangan struktur *out-riggers* lebih kecil daripada struktur *open frame*, yang perbandingan diantaranya berkisar antara 0,7 – 0,9. Kisaran perbandingan simpangan ini hampir sama dengan penelitian-penelitian sebelumnya yang dilakukan oleh Widyatmoko dan Taufiqurrahman (2004) dan Desy dan Andry (2003). Dengan demikian sistim bresing *double-core* dengan *out-riggers* dan *belt-truss* juga belum memberikan kekakuan yang optimal pada bangunan tinggi.

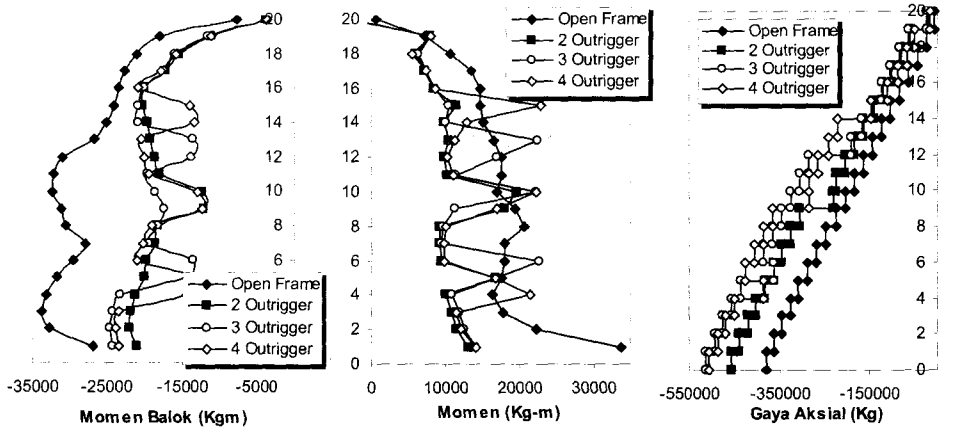
Namun demikian dari penelitian Asrofi dan Iwan (2006) yangmana *drift ratio* ditunjukkan di Gambar 12.19.c) dan momen balok ditunjukkan oleh Gambar 12,18.d), dapat memberikan penjelasan yang cukup penting. Berdasarkan gambar tersebut dapat diketahui bahwa 3 dan bahkan 4-*out-riggers* ternyata mengakibatkan respons yang tidak jauh berbeda dengan struktur 2-*out-riggers*. Dengan demikian *2-out-riggers* secara optimum cukup dapat membuat struktur lebih kaku. Gambar 12.19.e) secara umum menujukkan bahwa momen kolom struktur *double-braced core* dengan *out-riggers* lebih kecil (± 0,5 – 0,7 kali) daripada struktur *open frame*. Namun demikian momen kolom melonjak sangat besar pada daerah *out-riggers*. Hal ini terjadi karena adanya pembalikan arah momen kolom pada tingkat dimana terdapat *out-riggers*.

Gaya aksial kolom ditunjukkan oleh Gambar 12.19.f). Tampak jelas bahwa momen kolom struktur bresing lebih besar daripada struktur *open frame* (OF). Alasannya senada dengan penjelasan sebelumnya yaitu adanya tambahan gaya aksial kolom akibat gaya aksial bresing. Juga tampak bahwa semakin banyak *out-riggers*, gaya aksial kolom semakin besar. Penelitian di atas menunjukan bahwa momen balok dan kolom struktur *out-riggers* lebih kecil dibanding struktur *open frame*. Disisi lain gaya aksial struktur *out-riggers* lebih

besar dibanding dengan struktur *open frame*, dan masih ditambah dengan adanya bahan bresing.



a) Str. *OF* dan 2-*Outriggers* b) Perbandingan simpangan c) Perbandingan *drift ratio*



d) Momen Balok e) Momen Kolom f) Gaya aksial kolom

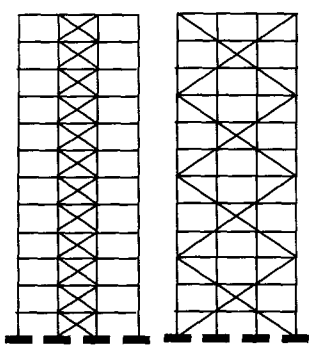
Gambar 12.19 Perbandingan Respons Struktur OF dan *Out-riggers*

Tujuan lain penelitian Asrofi dan Iwan (2006) adalah ingin mengetahui sejauh mana penghematan yang dapat diperoleh dari struktur *local brace* dan struktur *outriggers* dibanding dengan struktur *open frame*. Hasil penelitian menujukkan bahwa *struktur double-braced core dengan out-riggers* dapat menghemat bahan ± 28 % terhadap struktur *open frame*. Akan disampaikan di depan bahwa pada penelitian Widyatmoko dan Taufiqurrahman (2003) di peroleh bahwa struktur *local brace* dapat menghemat bahan 22 % dibanding dengan struktur *open frame*. Dengan demikian struktur *double-braced core* dengan *out-riggers* masih 2 % lebih efektif dibanding dengan struktur *local braced*.

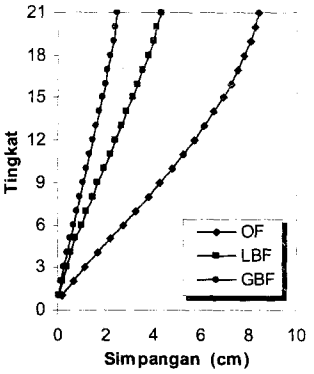
Telah disampaikan sebelumnya bahwa keefektifan struktur *local braced* dan struktur *double-braced core* dengan *out-riggers* belum sampai pada tingkat paling optimal. Oleh karena itu Widyatmoko dan Taufiqurrahman (2004) meneruskan penelitiannya pada struktur baja 7, 12 dan 21-tingkat untuk *open frame* (*OF*), *local brace frame* (*LBF*) dan

global bresing (*GBF*). Sedangkan Asrofi dan Iwan (2006) juga membandingkan antara struktur *double-braced core* dengan *out-riggers* dengan *global frame*. Hasil penelitian Widyatmoko dan Taufiqurrahman (2003) disajikan pada Gambar 12.20).

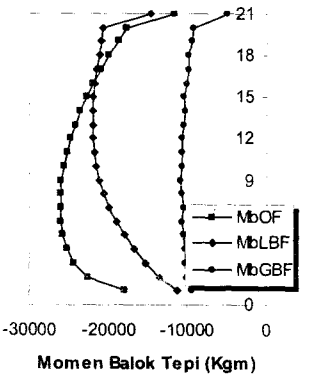
Gambar 12.20.a) adalah model struktur *local* dan *global braced frame* yang yang dipakai. Perbandingan simpangan 3-model struktur yang dipakai adalah seperti tampak pada Gambar 12.20.b). Tampak jelas bahwa struktur sistim bresing pada *global braced frame* (GBF) lebih efektif dibanding dengan struktur *local braced, LBF*. Hal ini ditunjukkan oleh simpangan struktur GBF yang paling kecil dibanding dengan model struktur yang lain.



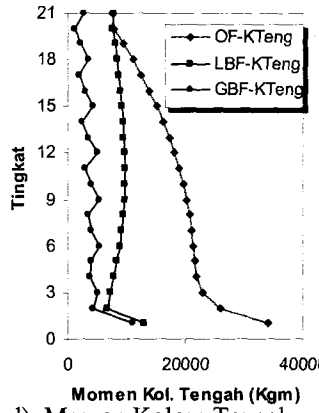
a) *Local* dan *Global Frame*



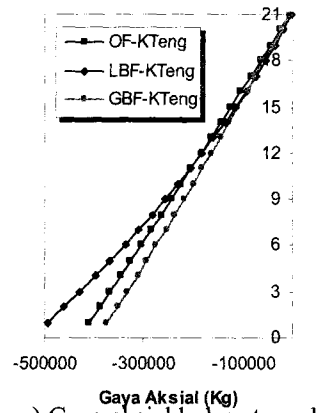
b) Rasio simpangan



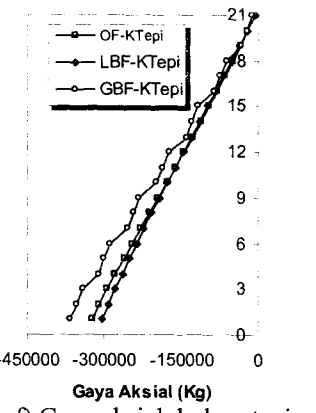
c) Momen Balok Tepi



d) Momen Kolom Tengah



e) Gaya aksial kolom tengah



f) Gaya aksial kolom tepi

Gambar 12.20 Perbandingan respons struktur OF, LBF dan GBF

Keefektifan global bresing juga ditujukkan oleh momen balok seperti yang ditunjukkan oleh gambar 12.20.c). Tampak pada gambar tersebut bahwa momen balok struktur GBF adalah paling kecil dianding dengan momen balok pada model-model struktur yang lain. Senada dengan momen balok, momen kolom struktur dengan *global braced* juga paling kecil dibanding dengan momen-momen kolom yang lain, sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 12.20.d). Pengaruh *global braced* baru kelihatan pada gaya aksial kolom sebagaimana ditunjukkan oleh Gambar 12.20.e) dan 12.20.f). Gaya aksial kolom tepi pada

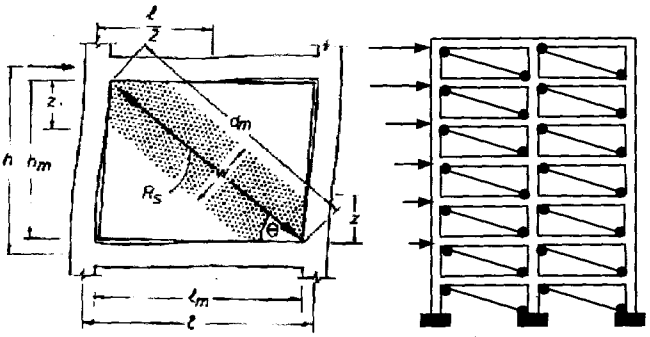
struktur dengan *global braced* ternyata paling besar dibanding dengan model struktur yang lain. Hal ini senada dengan bahasan sebelumnya, bahwa akan terdapat tambahan gaya aksial kolom yang berasal dari gaya aksial bresing.

Hasil desain yang dilakukan oleh Widyatmoko dan Taufuqurrahman (2004) terhadap ke-3 model bangunan tersebut menujukkan bahwa berat baja yang diperlukan pada struktur *local braced* (LBF) adalah 22 % lebih ringan dibanding denagn struktur *open frame*. Sedangkan berat baja pada struktur *global braced* (GBF) adalah 26 % lebih ringan daripada struktur *open frame*. Dengan demikian struktur GBF masih 4 % lebih hemat dibanding dengan struktur *local braced frame* (LBF).

12.4.3 Portal Dengan Tembok Pengisi (*Infilled Frame*)

Banyak struktur portal yang di desain berdasarkan portal terbuka (*open frame*) yaitu portal yang hanya terdiri atas balok-balok dan kolom-kolom yang dihubungkaan secara monolit/kaku pada titik-titik *joint*. Umumnya kehadiran plat lantai yang dapat menambah kekakuan portal sering-sering diabaikan. Selain berpengaruh terhadap/menambah kekakuan maka plat lantai juga dapat menambah kekuatan. Penambahan kekakuan dan kekuatan balok kontribusi dari plat lantai umumnya telaah ditentukan pada paraturan desain elemen struktur.

Pada kenyataannya portal yang didesain tidak selalu terbuka tetapi sering diisi dengan dinding-dinding tembok. Pemasangan dinding tembok dapat meliputi seluruh tingkat didalam portal ataupun hanya beberapa tingkat saja. Tembok-tembok pengisi tersebut umumnya mempunyai kekakuan yang besar tetapi kekuatan dan daktilitasnya relatif terbatas. Apabila tembok-tembok tersebut kontak secara rapat dengan portal (tidak renggang) maka tembok tersebut dapat menyumbangkan kekakuan terhadap portal melalui kemampuan tembok untuk menahan gaya desak. Gaya desak yang dimaksud dikerahkan secara diagonal seperti yang disajikan di Gambar 12.21 (Paulay dan Priestley, 1992)



Gambar 12.21 Struktur dengan tembok pengisi (*infilled frame*)

Menurut uji laboratorium, tembok selebar w dapat diperhitungkan mampu menahan gaya desak yang bekerja secara diagonal seperti pada Gambar 12.21). Paulay dan Priestley (1992) mengatakan bahwa lebar *diagonal strut* w dapat diestimasi menurut persamaan,

$$w = 0{,}25.\, d_m \qquad 12.2)$$

dengan d_m adalah panjang diagonal.

Selanjutnya kuat desak ultimit Ru yang dapat dikerahkan pada arah diagonal oleh *infilled wall*

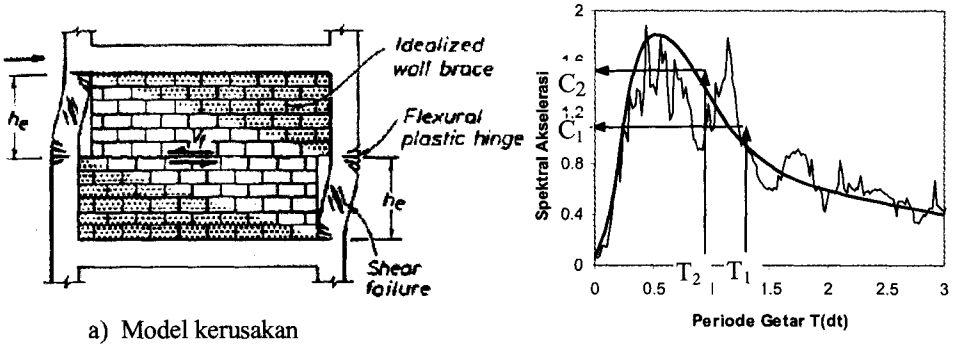
adalah ,

$$R_u = \frac{0{,}03\ f'_m}{1-0{,}3(\bar{h}/l)}\ d_m\ t \qquad 12.3)$$

yanagmana f'm adalah tegangan desak ultimit dinding tembok, h adalah tinggi tingkat, l adalah bentang balok dan t adalah tebal tembok.

Nilai f'm akan bergantung pada banyak hal, diantaranya adalah jenis tanah (lempung biasa, lempung berpasir), kadar air saat pencetakan, kandungan udara, cara pembuatan bata (press atau cetak biasa), ada tidaknya bahan tambah, kualitas pembakaran dan sebagainya. Europen standar misalnya menetapkan nilai minimal f'm = 2,5 Mpa (25,5 kg/cm^2), namun ada bata yang mempunyai tegangan desak ultimit sampai ratusan kg/cm2. Apabila gaya desak ultimit Ru telah diperoleh, maka model analisis strukturnya adalah seperti yang tampak pada Gambar 12.21.b). Pada gambar tesebut kuat desak dinding dimodel sebagai suatu batang desak dengan simpul sendi pada masing-masing ujungnya. Dinding tembok dianggap tidak dapat menahan tegangan tarik.

Adanya *infilled wall* akan memambah kekakuan struktur utama bangunan. Hal ini jelas akan berpengaruh terhadap struktur. Misalnya periode getar struktur *open frame* adalah T_1, maka koefisien gempa dasar berdasarkan spektrum menurut Gambar 12.22.b) adalah sebesar C_1. Karena adanya dinding, maka struktur menjadi lebih kaku dan peride getarnya menjadi lebih kecil, misalnya pada Gambar 12.22) menjadi T_2 . Menurut spektrum tersebut koefisien gempa dasarnya akan menjadi C_2, yangmana $C_2 > C_1$. Hal ini berarti bahwa gaya geser dasar maupun gaya horisontal yang bekerja pada masing-masing tingkat struktur dengan dinding akan lebih besar daripada struktur portal terbuka. Seberapa besar pengaruh keberadaan dinding terhadap respons portal terbuka perlu untuk diteliti.



a) Model kerusakan

Gambar 12.22 Pergeseran nilai C akibat adanya *infilled wall*

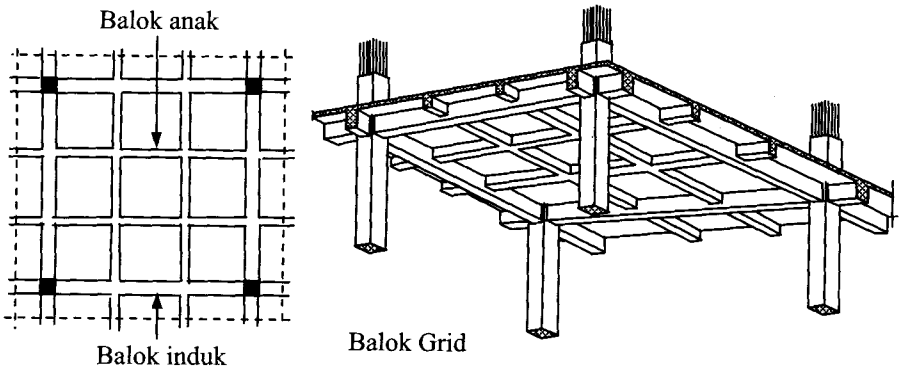
12.4.4 Portal dengan Balok *Grid*

Untuk maksud-maksud tertentu misalnya untuk efisiensi penggunaan baja tulangan, modular ruangan yang ditentukan ataupun untuk tujuan keleluasaan dalam menggunakan ruangan maka jarak antar kolom/portal terpaksa dibuat agak berjauhan. Hal ini akan membawa konsekuensi yaitu bahwa plat lantai yang diapit oleh balok-balok induk akan menjadi relatif luas. Apabila dipakai tebal plat lantai standar maka plat lantai menjadi relatif tipis dan kemungkinan akan mudah bergetar. Bergetarnya plat lantai harus dihindari karena hal ini termasuk *design criteria* pada level beban layan.

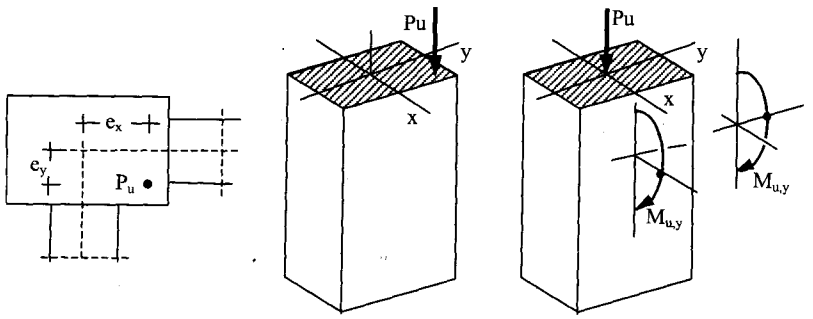
Alternatif solusi yang dimungkinkan adalah dengan mempertebal plat lantai. Namun demikian solusi ini menjadi kurang efektif, karena akan diperlukan plat lantai yang sangat tebal untuk menghindari getaran. Alternatif lain yang banyak dilakukan adalah dipakainya

balok-balok grid yaitu balok-balok yang saling bersilangan satu dengan yang lain. Dengan adanya balok yang saling menyilang maka tebal plat standar dapat dipakai, struktur menjadi relatif kaku dan getaran plat dapat dihindari. Booth (1994) menyampaikan bahwa sebagaimana *moment resisting frame* pada struktur portal dengan balok *grid* mempunyai kelebihan dan juga kekurangannya. Keuntungan jenis struktur ini adalah :

1. Balok balok *grid* mempunyai kekakuan vertikal dan lateral yang cukup baik. Kekakuan lateral yang baik akan mampu meneruskan gaya lateral akibat gempa secara merata disepanjang bangunan.
2. Kekakuan vertikal selain dapat membatasi getaran juga sangat baik untuk menahan pengaruh gempa vertikal.
2. Kekakuan lateral balok-balok *grid* dengan kemampuan menyebarkan secara merata gaya lateral gempa akan memberikan arti yang positif. Dengan gaya lateral gempa yang merata maka simpangan horisontal sepanjang bangunan diharapkan akan sama. Dengan kondisi seperti itu kemungkinan puntir bangunan akan menjadi kecil.
3. Secara arsitektural adanya balok-balok *grid* memungkinkan jarak antar kolom menjadi lebih panjang sehingga pemakaian ruangan lebih leluasa. Bagian grid hanya menahan beban vertikal saja.



Gambar 12.23 Portal dengan balok-balok *grid*



a) tampak atas b) beban biaksial c) Biaksial kolom

Gambar 12.24 Beban biaksial pada kolom ujung

Disamping mempunyai beberapa kelebihan, struktur portal dengan balok *grid* mempunyai

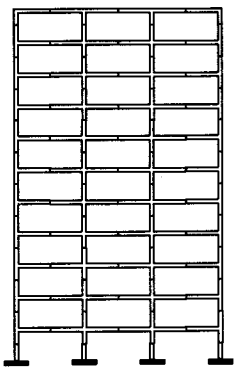
beberapa kelemahan/kekurangan yang diantaranya adalah :

1. Karena terdapat balok balok induk yang besar/panjang dengan dua arah maka banyak kolom (terutama kolom pojok) yang harus didesain dengan prinsip biaksial akibat adanya momen balok dalam dua arah yang cukup besar ($M_{u,y}$ dan $M_{u,x}$). Momen yang cukup besar dalam dua arah akan menyebabkan terjadinya eksentrisitas beban aksial kolom dalam dua arah (biaksial).

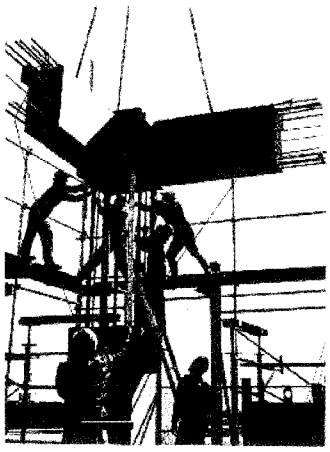
2. Balok-balok induk menahan momen dan gaya geser yang cukup besar karena harus menahan beban plat dan balok-balok grid. Kekuatan struktur sepenuhnya bertumpu pada portal-portal induk, dengan demikian desain portal harus betul-betul baik/daktail agar kemungkinan kerusakan struktur secara total dapat dihindari.
3. Kolom pada sudut-sudut bangunan hanya menahan gaya aksial yang relatif kecil, tetapi momen pada balok induk relatif besar dengan dua arah. Gaya aksial yang kecil dengan momen yang besar akan mengakibatkan eksentrisitas biaksial menjadi besar. Hal eperti itu kadang-kadang menyulitkan dalam proses desain.
4. bentang yang panjang baik pada jembatan maupun balok akan rawan terhadap getaran vertikal, misalnya getaran gempa yang arahnya vertikal.

12.4.5 *Precast Frames*

Struktur beton untuk bangunan bertingkat banyak umumnya dilaksanakan dengan sistim *cast in place* atau dicor ditempat. Namun demikian sesuai dengan perkembangan teknologi beton dan teknologi konstruksi, struktur beton tersebut dapat dilaksanakan dengan *precast system*. Pada sistim ini sub elemen struktur (*sub assemblage*) dicor di pabrik sampai mengeras. Sub-sub elemen struktur tersebut kemudian dirakit diproyek sedemikian sehingga menghasilkan struktur portal *precast* dengan bangun seperti portal-portal biasa. Salah satu bentuk *precast frame* adalah seperti yang tampak pada Gambar 12.25), sedangkan detail penulangannya misalnya adalah seperti tampak pada Gambar 12.26).



a) Precast frame



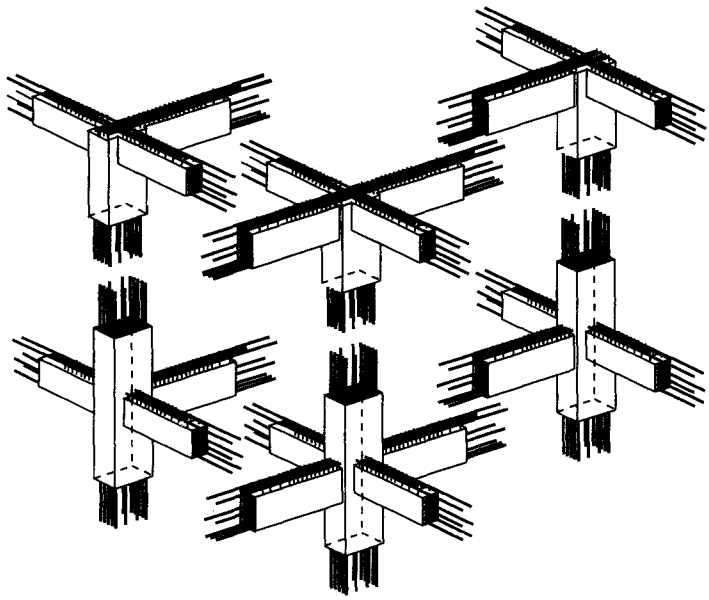
b) Precast erection

Gambar 12.25. Salah satu bentuk *precast frame* dan *precast erection*

Dibandingkan dengan struktur *cast in place* maka struktur precast juga mempunyai

kelebihan dan kekurangannya. Diantara kelebihan struktur jenis ini adalah (Booth, 1994) :

1. Waktu penyelesaian proyek (*construction time*) menjadi jauh lebih singkat, karena sub-sub elemen struktur sudah disiapkan sebelumnya. Pekerjaan perakitan dapat dilakukan dengan relatif cepat.
2. Sebagai akibat dari butir 1 di atas maka biaya pelaksanaan dapat ditekan, sehingga penghematan besar dapat dilakukan pada struktur jenis ini. Di kota-kota besar yangmana pekerjaan dituntut selesai dalam waktu secepat mungkin, maka struktur dengan sistim ini sering dipakai.
4. Sistim precast juga berkemungkinan mengeliminasi kekurangan/kesalahan pada saat perakitan baja tulangan, pemasangan bekisting dan saat cor beton. Hal ini dimungkinkan karena *sub element* struktur dikerjakan di pabrik/di muka tanah, sedangkan pada *cast ini place* terdapat keterbatasan ruang kerja (di atas muka tanah). Dengan kondisi seperti itu kontrol kualitas elemen struktur menjadi lebih mudah.



Gambar 12.26 Salah satu bentuk Sub-sub elemen dan *precast frame*

Namun demikian sebagaimana sistim struktur yang lain sistim *precast* ini juga mempunyai sejumlah kekurangan yang harus di antisipasi. Diantara kekurangan-kekurangan itu adalah sebagai berikut.

1. Walau bagaimanapun hubungan antara *sub element* yang satu dengan *sub element* yang lain tidaklah sangat monolitik sebagaimana pada sistim *cast in place.* Kondisi seperti itu akan menyebabkan daktilitas dan kontinuitas akan sulit dicapai terutama pada sambungan antara *sub element.*
2. Pada *precast* penuh termasuk pecast lantai tingkat, maka antara plat lantai dan balok akan sulit menyatu sebagaimana struktur beton dicor ditempat. Oleh karena itu fungsi keefektifan plat lantai sebagai diafragma yang menyatukan portal-portal utama menjadi berkurang.
3. Slip yang mungkin terjadi antara baja tulangan dengan beton juga dapat berakibat lain,

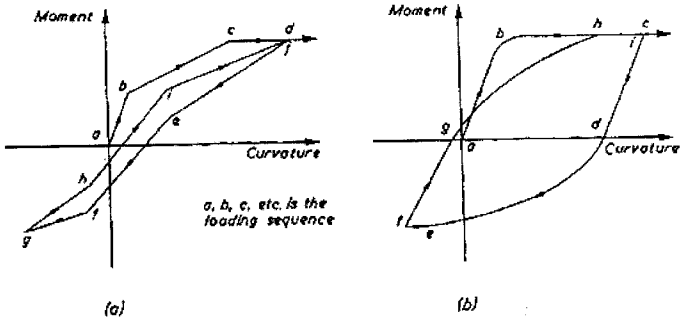
yaitu perilaku histeretik akan mengalami *pinching* sebagaimana elemen struktur yang didominasi oleh gaya geser. Perilaku seperti ini akan memungkinkan berkurangnya kapasitas pelesapan inelastik energi.

12.4.6 Struktur Portal *Prestress*

Struktur portal prestress juga sering dipakai sebagai struktur utama bangunan walaupun tidak sebanyak struktur beton biasa. Prestress dapat diterapkan baik pada kolom, balok maupun pat lantai. Budiono (1995) mengatakan bahwa salah satu keuntungan sistim prestress adalah bahwa sistim ini sangat baik untuk struktur yang menahan beban gravitasi, namun demikian perlu dibatasi pemakaiannya pada struktur yang harus menahan beban siklis seperti pada beban gempa. Beban gempa adalah beban siklis dengan arah bolak-balik. Hasil uji laboratorium menunjukkan bahwa kemampuan disipasi energi elemen batang prestress lebih kecil dibandingkan dengan elemen batang biasa. Hal ini ditunjukkan oleh luasan yang ada didalam *hysteretic loops* seperti pada Gambar 12.27). Pada gambar tersebut terlihat bahwa *hysteretic loops* batang prestress lebih ramping (energi kecil) daripada batang biasa.

Booth (1994) juga menegaskan bahwa pemakaian sistim prestress untuk struktur bangunan yang menahan beban gempa relatif terbatas pemakiaannya. Seperti juga disampaikan Budiono (1995) bahwa kerusakan beton desak pada daerah sendi plastik menjadi dominan karena adanya kombinasi gaya desak prestress dan gaya desak lentur akibat beban gempa. Untuk itu penulangan lateral yang cukup sangat diperlukan agar kerusakan secara tiba-tiba sedapat-dapatnya dihindari. Penulangan lateral yang cukup akan membuat daerah sendi plastik akan lebih liat atau nilai daktilitas meningkat.

Sistim prestress umumnya dipakai pada balok yang mempunyai bentang panjang. Dengan sistim ini maka gaya prestress dapat mengantisipasi beban gravitasi yang cukup besar. Dengan perkataan lain, beban gravitasi yang cukup besar karena bentang balok yang panjang dapat dilawan oleh gaya prestress. Namun demikian bentang balok yang panjang cukup rawan terhadap beban gempa khususnya beban gempa vertikal. Pada kondisi seperti itu seperti juga pada balok-balok kantilever yang panjang, efek gempa dapat menjadi dominan atau efek gempa vertikal tidak begitu saja dapat diabaikan.



Gambar 12.27 Perbandingan histeresis ; a) elemen *prestress*, b) beton bertulang biasa

Lebih lanjut Budiono (1995) mengatakan bahwa sistim prestress tidak penuh atau *partially prestress* dapat dipakai secara baik pada struktur bangunan yang menahan beban gempa. Struktur prestress dengan ratio pradesak parsial RPP (ratio antara momen ultimit kontribusi tulangan pratekan terhadap momen ultimit balok) yang kurang dari 0.5 masih cukup baik untuk struktur yang menahan beban gempa. Pada kondisi seperti ini kapasitas disipasi energi pada

lokasi sendi platik masih relatif besar. Semakin kecil nilai RPP akan semakin baik untuk struktur penahan beban gempa.

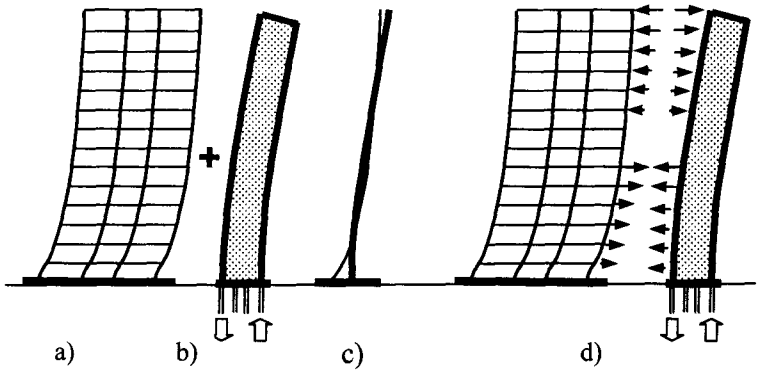
12.4.7 Struktur Dinding (*Structural Wall*)

Istilah yang sering dipakai di beberapa literatur adalah *shear wall* atau dinding geser. Menurut istilah ini maka dinding akan beraksi sebagai penahan geser. Istilah ini akan tepat dipakai pada dinding geser yang relatif pendek tetapi cukup lebar sehingga ratio tinggi terdapat lebar dinding relatif kecil (aspek ratio kecil). Pada kondisi seperti ini perilaku geser pada dinding memang akan dominan dibanding dengan perilaku lentur/bending. Istilah dinding geser baru tepat pada kondisi seperti itu.

Namun demikian dinding tidaklah selalu demikian khususnya pada aspek ratio yang relatif tinggi. Pada kondisi seperti itu akibat beban horisontal dinding akan lebih cenderung berperilaku lentur daripada geser. Oleh karena itu istilah *shear wall* atau dinding geser menjadi tidak tepat. Istilah yang lebih tepat adalah *structural wall* atau struktur dinding.

a. Kombinasi antara portal dengan dinding (*frame-wall*)

Selain struktur dinding maka kombinasi antara portal-portal dengan struktur dinding sebagai struktur utama bangunan banyak dipakai dibanyak negara. Sebelum membicarakan kombinasi antara portal-portal dengan struktur dinding maka akan dibahas terlebih dahulu perilaku portal terbuka (*open frame*) terhadap beban horisontal. Gambar 12.28.a) adalah suatu *deflected shape* yang paling umum aatas portal terbuka akibat beban horisontal. Terlihat jelas dalam gambar tersebut bahwa simpangan antar tingkat (*inter storey drift*) pada tingkat-tingkat bawah cukup besar. Simpangan antar tingkat yang cukup besar selain akan mengakibatkan momen dan rotasi sendi plastik juga besar juga akan merusakkan elemen non struktur seperti tembok, jendela kaca maupun dinding-dinding penyekat. Banyak ahli teknik gempa mengatakan bahwa kerusakan elemen non struktur sering kali mendatangkan kerugian yang sangat besar. Oleh karena itu simpangan antar tingkat harus dibatasi agar kerusakan-kerusakan tersebut dapat dieliminasi.



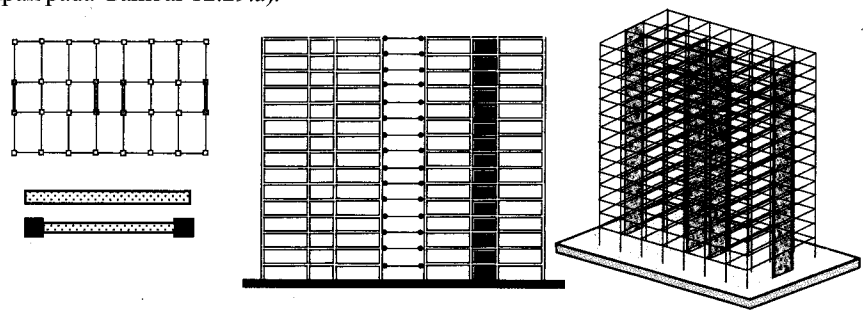
Gambar 12.28 *Conflicts of frame and wall deflected shape*

Gambar 12.28.b) adalah pola simpangan atau *deflected shape* untuk struktur dinding kantilever tunggal (*planar single wall*). Untuk dinding yang relatif langsing umumnya akan berperilaku seperti batang kantilever yaitu berperilaku menurut bending/lentur. Pada bagian bawah hanya terjadi simpangan yang relatif kecil, tetapi akan terjadi simpangan yang cukup

besar pada bagiaaan atas. Perbandingan pola simpangan antara portal dengan struktur dinding adalah seperti yang ditunjukkan di gambar 12.28.c). Tampak simpangan saling berlawanan, khususnya pada tingkat-tingkat bawah dan atas. Berdasarkan atas sifat dan perilakunya maka struktur dinding sebagai struktur utama penahan gaya horisontal akan mempunyai beberapa kelebihan dan kekurangan.

Kombinasi antara struktur portal dengan struktur dinding misalnya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 12.29). Struktur dinding yang paling sederhana adalah struktur dinding tunggal satu-arah yang dipasang di portal-portal tertentu. Jumlah dinding diantara jumlah portal akan bergantung pada perencana. Rasio antara jumlah portal dengan jumlah dinding dapat mulai dari 1, 2, 3 ataupun 4. Semakin banyak jumlah struktur dinding maka struktur akan semakin kaku dan kekuatan yang harus ditahan oleh portal akan semakin kecil.

Pada struktur dinding jenis ini, bentuk potongan struktur dinding dan ratio antara tinggi dan lebar struktur dinding akan mempunyai arti yang sangat penting. Potongan struktur dinding segi-empat seperti tampak pada Gambar 12.28.a), harus cukup tebal agar dinding masih dalam kondisi yang stabil. Untuk meningkatkan kestabilan dinding maka dipakai potongan struktur dinding berbangun *barbel*, yaitu adanya kolom-kolom pada ujung-ujung potongan *wall* seperti tampak pada Gambar 12.29.a).



a) Denah & potongan *walls* b) Analisis 2-D c) Analisis 3-D

Gambar 12.29 *Frame-wall,* analisis 2-D dan 3-D

Selanjutnya rasio antara lebar dan tinggi *wall* juga perlu mendapatkan perhatian. Apabila ratio tersebut terlalu besar (lebar dinding relatif kecil) maka struktur dinding kurang memiliki kekakuan yang cukup serta diperlukan baja tulangan yang cukup besar. Untuk memenuhi keseimbangan gaya desak maka luas beton desak yang diperlukan cukup besar. Akibatnya lengan momen antara gaya desak dan gaya tarik menjadi relatif kecil. Karena lengan momen relatif kecil maka kadang-kadaang keseimbangan momen sulit diperoleh atau sehingga diperlukan kemampuan desak maupun tarik baja yang relatif besar. Selain menyebabkan tegangan yang cukup besar juga diperlukan baja tulangan yang relatif besar.

Apabila ratio tersebut terlalu kecil (dinding cukup lebar) maka struktur dinding akan berperilaku secara dominan terdadap geser. Karena dinding lebar maka lengan momen menjadi cukup besar sehingga keseimbangan momen (beban dan kemampuan) relatif mudah dicapai. Umumnya hanya diperlukan gaya desak yang relatif kecil atau daerah beton desak yang relatif kecil karena lengan momen cukup besar. Namun demikian akibatnya keseimbangan gaya-gaya desak akan sulit dicapai karena kemampuan desak yang dikerahkan oleh beton desak relatif kecil.

Dengan mengingat kondisi-kondisi seperti itu maka ratio antara tinggi dan lebar dinding harus didesain sedemikian rupa sehingga keseimbangan momen dan keseimbangan beban

aksial desak dapat dicapai relatif lebih mudah. Pada kondisi seperti itu maka jumlah baja tulangan yang diperlukan juga tidak terlalu banyak. Booth (1994) mengatakan bahwa ratio tersebut sebaiknya tidak lebih dari 7. Namun demikian berdasarkan hasil penelitian dari Widodo (1995) menunjukkan bahwa untuk struktur dinding dengan tampang berbentuk barbel (dinding dengan kolom-kolom pada ujung-ujungnya) ratio tersebut berkisar antara 8 – 9.

Beberapa kelebihan struktur dinding dapat diketahui berdasarkan fungsi yang diperankan. Beberapa keuntungan struktur dinding tersebut adalah sebagai berikut :

1. struktur dinding pada umumnya mempunyai kekuatan yang cukup besar sehingga dapat menahan beban horisontal yang cukup. Kadang-kadang direncanakan seluruh beban horisontal dibebankan pada struktur dinding. Agar *walls* dapat mengerahkan kekuatannya secara maksimal, maka *walls* harus stabil, misalnya selain wall harus cukup tebal juga dapat dipakai *barbel wall* seperti tampak pada Gambar 12.28.a)
2. disamping mempunyai kekuatan yang cukup besar, struktur dinding umumnya sangat kaku dibanding dengan kolom, sehingga struktur ini memberikan kekakuan tambahan terhadap struktur secara keseluruhan. Kekakuan yang cukup diharapkan dapat mengendalikan simpangan yang terjadi.
3. kekakuan struktur dinding juga mempunyai keuntungan yaang lain yaitu kemampuannya dalam melindungi adanya tingkat yang relatif lemah (*soft storey*). *Soft storey* yang sering dijumpaai misalnya adanya tinggi tingkat yang melebihi tinggi tingkat tipikal. Pada kondisi seperti ini maka kekakuan tingkat menjadi relatif kecil. Masalah kekakuan tingkaat ini akan dibahas di depan.
4. berdasarkan bentuk *defelcted shape* struktur dinding tunggal seperti Gambar 12.28.c) di atas maka struktur dinding dapat berfungsi untuk mengeliminasi simpangan antar tingkat khususnya pada tingkat-tingkat bawah sampai tengah. Dengan perkataan lain, pengendalian simpangan pada daerah ini akan dilakukan secara efektif oleh struktur dinding. Hal inilah yang menjadi salah satu fungsi utama struktur dinding.

Namun demikian dibalik keuntungan-keuntangan struktur dinding tersebut, ada juga hal-hal yang perlu diperhatikan diantaranya adalah :

1. Kehadiran struktur dinding akan memperbesar kekakuan struktur bangunan secara umum. Kekuakuan yang besar akan menyebabkan periode getar T menjadi lebih kecil karena,

$$T = \frac{2.\pi}{\sqrt{\lambda \frac{k}{m}}} \qquad 12.5)$$

dengan k dalam kekakuan, m adalah massa dan λ adalah suatau koefisien. Dengan demikian semakin besar kekakuan struktur k, maka semakin kecil periode getar T. Semakin kecil periode getar T maka akan semakin besar koefisien gempa dasar C sebagaimana ditunjukkan oleh respon spektra pada Gambar 12.22.b). Semakin besar nilai C berarti semakin besar gaya geser dasar dan semakin besar gaya horisontal gempa yang bekerja pada tiap-tiap tingkat.

2. Adanya struktur dinding juga akan menyebabkan konsentrasi penahan gaya horisontal akan terletak pada struktur-struktur dinding tersebut. Struktur dinding akan menahan gaya horisontal yang cukup besar. Sebagimana disebut sebelumnya bahwa struktur dinding umumnya mempunyai kekakuan yang sangat besar. Dengan kondisi-kondisi seperti itu maka akan sulit sekali membuat struktur jepit pada dasar fondasi. Hasil penelitian Widodo (1995) membuktikan bahwa rotasi fondasi struktur dinding sangat dominan dan hampir 8 kali lebih besar dibanding dengan rotasi fondasi kolom. Fondasi struktur dinding yang berotasi akan menyebabkan rotasi sendi plastik kolom dasar menjadi semakin besar.
3. Sebagaimana bentuk *deflected shape* struktur dinding seperti pada Gambar 12.28.c) di atas,

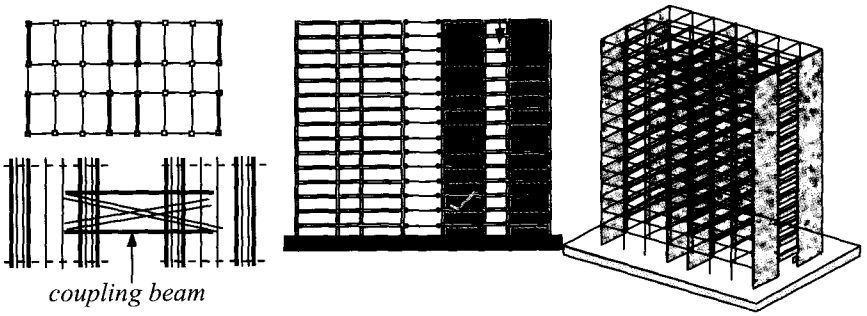
maka tingkat-tingkat atas struktur portal akan mengalami simpangan yang justru bertambah besar sebagai akibat dari gaya tarik struktur dinding. Dengan kondisi seperti itu maka struktur dindinng pada kombinasi antara portal dan dinding kadang-kadang tidak dibuat sampai puncak struktur bangunan.

4. Karena struktur dinding umumnya panjang, maka kadang-kadang secara arsitektural akan sedikit mengganggu terhadap penataan ruangan. Untuk itu penempatan struktur dinding harus dibuat sedemikian sehingga dapat mengerahkan kekuatanya baik terhadap lentur dan puntir serta tidak mengganggu penataan ruangan.

b. Kombinasi antara *Open Frame* dengan *Coupled Walls*

Apabila *single plane wall* tidak mencukupi maka alternatif selanjutnya adalah *coupled-walls*. *Coupled Walls* terdiri atas dua atau lebih struktur dinding yang dihubungkan dengan *coupling beams* atau balok kopel. *Coupled beams* ini seringkali juga terbentuk oleh adanya struktur dinding dengan lobang-lobang sehingga terbentuklah dua atau lebih dinding kembar. Paulay dan Priestley (1992) mengatakan bahwa suatu sistim struktur sekaligus kemampuan desipasi energi yang baik akan tercapai apabila lubang-lubang tersebur tertata secara teratur sehingga terbentuklah *coupled walls* dengan balok-balok penghubung yang secara keseluruhan akan berperilaku *strong columns and weak beams*.

Balok-balok penghubung atau *coupling beams* seperti tampak pada Gambar 12.30) secara teoritis akan menjadi balok yang relatif pendek, tipis dan tinggi (*deep beams*). Balok semacam ini akan berpotensi rusak terhadap bahaya geser (*shear mode*). Hal ini terjadi karena sewaktu dinding melentur akibaat gaya horisontal, pada ujung-ujung *coupling beams* akan timbul momen yang cukup besar. Karena bentang balok ini relatif pendek maka gaya geser yang terjadi pada masing-masing ujung balok akan sangat besar. Gaya geser yang besar inilah yang sangat potensial menyebabkan rusak geser pada *coupling beams*.



a) Denah & *coupling beam* b) Analisis 2-D c) Analisis 3-D

Gambar 12.30 Kombinasi antara *frame* dengan *Coupled Walls*

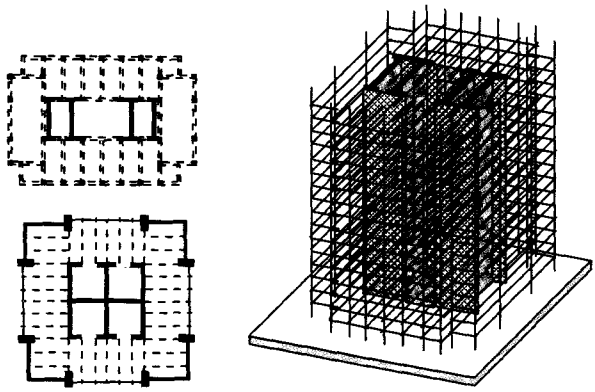
Untuk menghindari kerusakan geser pada balok penghubung tersebut maka beberapa cara dapaat dipakai (Paulay dan Priestley, 1992) misalnya dengan memasang tulangan sengkang. Namun demikian pemakaian sengkang untuk menahan gaya geser pada *coupling beams* ini relatif terbatas keefektifannya. Oleh karena itu setelah mengalami beberapa uji du laboratorium, tulangan geser diagonal paling sering dipakai dan pada kenyataannya dapat berfungsi secara efektif. Balok-balok penghubung tersebut pada kenyataannya relatif lebih lemah dibanding dengan dinding/kolom maka inelastik respon sering terjadi pada balok

penghubung (*coupling beams*) tersebut. Pemasangan tulangan geser diagonal membuat *coupling beams* dapat berperilaku lebih daktail dan mempunyai kemampuan disipasi enelastik energi yang cukup.

Suatu hal yang harus diperhatikan bahwa jangan sampai terjadi struktur dinding sedemikiaan sehingga balok penghubungnya lebih kuat daripada struktur dinding. Pada keadaan demikian akan terjadi model kerusakan *weak columns and strong beams* yang secara umum dihindari.

c. *Single Core-Box Wall*

Ada kalanya struktur utama penahan baaik beban vertikal maupun beban horisontal dikerahkan sepenuhnya pada struktur-struktur dinding sebagaimana pada struktur *single core-wall* seperti tampak pada Gambar 12.31). Adanya beberapa kolom seperti pada Gambar 12.30 sepenuhnya hanya diperuntukkan untuk menahan beban gravitasi saja Apabila balok mempunyai bentang yang cukup panjang maka sistim balok grid dapat dipakai untuk tujuan memperkaku plat lantai agar dapat berfungsi menjadi diapraghma secara baik. Bangunan gedung dengan *single core-box walls* ini umumnya dipakai untuk bangunan yang yang lebih tinggi dari bangunan yang memakai *planar single* atau *coupled walls.*



a) Contoh denah bang. dengan *single core-box walls* b) struktur 3-D

Gambar 12.31 Struktur dinding pada bangunan

Kowalczyk dkk (1995) mengatakan bahwa pemakaian *core-walls* untuk bangunan sangat tinggi semakin banyak dipakai karena dapat dibuatnya mutu beton yang sangat tinggi. Dengan kemajuan bahan-bahan tambah (*additive*) dan teknologi beton (*concrete technology*) maka kuat desak beton yang dapat dibuat dapat mencapai lebih dari 130 Mpa. Dengan mutu beton yang sangat tinggi maka dimensi beton dapat diperkecil dan dengan sndirinya berat sendiri banguan dapat menjadi lebih kecil.

Besar kecilnya ukuran *core-box wall* diantaranya dipengaruhi oleh tinggi bangunan dan peruntukan bangunan. Bangunan yang lebih tinggi memerlukan kekuatan yang lebih besar karena gaya horisontal yang bekerja juga lebih besar. Bangunan-bangunan yang dipakai untuk pelayanan umum/melibatkan banyak orang misalnya hotel, pertokoan ataupun perkantoran memerlukan *core-wall* yang lebih besar. Hal ini terjadi karena *lift, shaft,* tangga darurat atau untuk keperluan layanan yang alin kebanyakan ditempatkan pada *core-wall.* Sedangkan ruang layan bangunan ditempatkan diluar *core-box wall.*

Selain senada dengan kelebihan-kelebihan *walls* sebelumnya, maka kelebihan pema-kaian *single-box core wall* ini diantaranya adalah (Kowalczyk, 1995) :

1 Kemampuannya menahan torsi yang cukup besar. Hal ini terjadi karena *box-wall* cukup besar, berpotongan simetri dan ditempatkan di *core* secara simetris di denah bangunan.
2 *Core-box wall* yang dibuat dari struktur beton dapat meningkatkan redaman struktur yang lebih besar dianding dengan strukture baja,
3 Tidak perlu adanya sistim sambungan baut, keling ataupun las sebagaimana sambungan-sambungan yang kompleks pada struktur baja,
4 Selain berfungsi struktural, *box-wall* sangat efektif difungsikan untuk perlindungan terhadap kebakaran dan keperluan darurat yang lain (untuk tangga darurat dll).

Namun demikian *core-box wall* ini mempunyai kelemahan yaitu :

1. diperlukannya fondasi yang sangat kuat untuk menahan rotasi fondasi. Karena *wall* sangat kaku maka akibat gaya horiontal *wall* akan mudah berotasi. Untuk itu diperlukan fondasi yang super kuat untuk menahannya. Apabila tidak demikian maka *wall* tidak dapat mengerahkan seluruh kekuatannya,
2. Adanya bukaan pintu-pintu *lift* akan memperlemah kekuatan, kekakuan dan kemampuan menahan torsi terhadap *wall,* terutama di tempat yang kritis yaitu di dasar bangunan,
3. Selain lebih berat maka waktu pelaksanaan struktur beton umumnya menjadi lebih lama. Hal ini berakibta pada relatif besarnya gaya horiontal dan biaya pelaksanaan bangunan.

12.5 Macam dan Perilaku Goyangan Struktur Utama

Pada bangunan gedung bertingkat banyak, kekuatan struktur atas akan terletak pada jenis, penempatan, ukuran dan bahan dari struktur utama. Oleh karena itu struktur utama harus benar-benar diketahui sifat perilakunya. Perilaku yang harus diketahui adalah perilaku goyangan horisontal terutama oleh beban gempa.

Apabila melihat sejarah, bangunan bertingkat banyak sudah dibangu mulai abad ke-19. Sebagai contoh Monadnock Building di Chicago, 15-tingkat dibangun tahun 1891, kemudian Home Insureance Building 11-tingkat dibangun tahun 1883 yang mengunakan rangka baja untuk pertama kali, sedangkan untuk beton juga sudah digunakan pada tahun 1903 untuk 16-tingkat pada Ingall Building Perancis. Penggunaan rangka baja demikian cepatnya, yaitu dengan dibangunnya102-tingkat pada Empire State Building di New York.

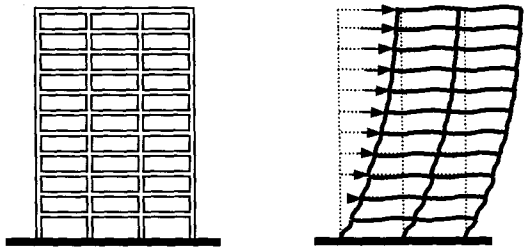
Dari sejarah tersebut diatas, tampaknya kontruksi rangka ("*frame structure*") adalah pilihan pertama, kemudian disusul dengan jenis-jenis yang lain. Untuk itu perlu diketahui perilaku struktur –struktur utama bangunan akibat beban horisontal.

12.5.1 Perilaku goyangan Portal Terbuka

Moment Resistant Frame, yang biasa disebut portal, merupakan gabungan antara balok dan kolom yang dihubungkan secara kaku dan membentuk bangun kisi-kisi ("grid"). Menurut sejarah seperti disinggung diatas,struktur utama jenis inilah yang dipakai untuk bangunan modern bertingkat banyak. Portal termasuk stuktur utama bangunan yang bersifat fleksibel, yaitu mampu berubah cukup besar, karena anggota-anggotanya yaitu balok dan kolom bertampang ramping. Pada kenyataanya kekuatan portal akan bergantung pada :

1. kekakuan dasar balok dan kolom EI (*flexural rigidity*). Konstanta EI akan bergantung pada jenis, mutu bahan dan dimensi potongan,
2. jenis joint yaitu jenis hubungan antara balok dan kolom.
   Apabila *joint* bersifat kaku, maka sifat kaku tersebut akan mampu mengekang/ menahan terjadinya rotasi ujung batang. Sifat pengekangan pada joint inilah yang

memberikan andil kekuatan ada portal.



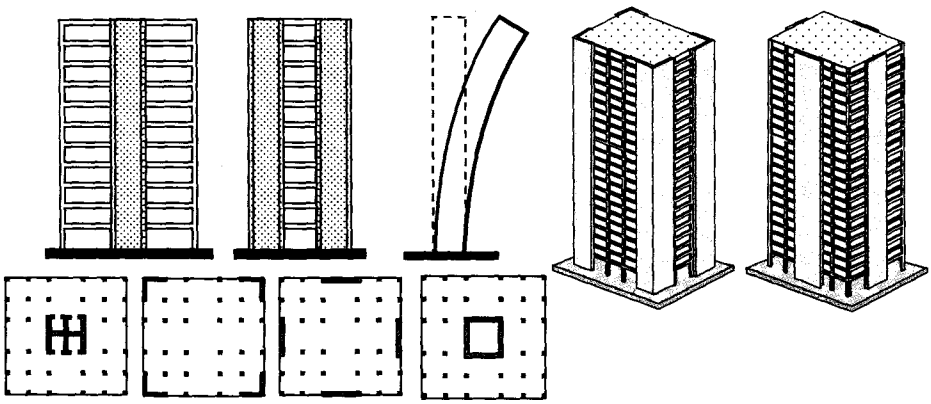
a) Portal terbuka b) pola goyangan

Gambar 12.32. Pola Simpangan pada Portal.

Untuk kombinasi beban vertikal dan horisontal, maka perubahan tempat yang dominan adalah pada arah mendatar yang sebenarnya sangat dipengaruhi oleh *Shear mode.* Namun demikian pola goyangan tersebut akan dipengaruhi oleh rasio kekakuan antara balok dengan kolom (Chopra, 1998). Pola goyangan horisontal pada portal terbuka untuk berbagai rasio kekakuan antara balok dengan kolom adalah seperti pada Gambar 11.32). Dapat dilihat pada tersebut bahwa simpangan antara tingkat yang terjadi pada tingkat tingkat bawah cukup besar.

12.5.2 Pola Goyangan Struktur Dinding (*Structural Walls*)

Diatas sudah disinggung bahwa silangan umumnya hanya dipasang pada portal baja. Untuk konstruksi beton, maka usaha memperkaku struktur utama dipakailah "*shear wall*".. Istilah "*shear wall*" pada bangunan tinggi kurang tepat, dan istilah yang lebih tepat sesuai dengan fungsinya adalah *Structural Wall.* Pada dinding benton yang pendek , apabila dibebani secara horisontal, maka proses deformasi akan didominasi oleh gaya geser, oleh karena itu konstruksinya disebut dinding geser, tetapi pada bangunan tinggi, dinding beton menjadi ramping, lentur, sehingga dinding beton akan lebih tepat disebut "*Cant-ilever Wall*".



Gambar 12.33 Letak dan pola goyangan Struktur Dinding (*Structural Walls*)

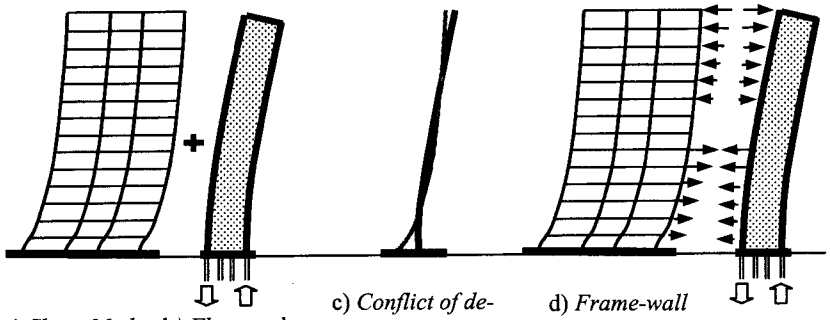
Tujuan utama memperkaku *walls* pada hakekatnya adalah untuk mengendalikan simpangan antara tingkat yang cukup besar ynag umumnya terjadi pada tingkat-tingkat

bawah struktur portal terbuka Oleh karena itu kadang-kadang portal terbuka lebih ditujukan untuk menahan beban vertikal saja. Menurut Wolfgang Schueller (1977) , walaupun struktur utama jenis ini sangat populer tetapi berdasarkan pengalaman, jenis "*moment resisting frame*" ini hanya efektif untuk 20 - tingkat kebawah pada konstruksi beton, dan 30 - tingkat kebawah untuk konstruksi baja. Pada kenyataannya, di daerah yang beban gempanya relatif besar angka-angka tersebut keatas justru lebih kecil lagi. Karena struktur dinding berupakan struktur yang kaku, maka perilaku goyangan lebih dipengaruhi oleh lentur/*flexure*, kecuali untuk struktur dinding yang pendek. Pola goyangan struktur dinding yang didominasi oleh "*flexural mode* " tersebut adalah seperti pada Gambar 12.33).

12.5.3 Pola Goyangan Struktur Kombinasi antara Portal denngan *Walls*

Telah diuraikan diatas bahwa portal adalah termasuk struktur fleksibel, yang mana struktur akan mengalami simpangan antar tingkat yang cukup besar pada kombinasi beban vertikal dan beban gempa. Apabila simpangann ini tidak dikendalikan maka akan mudah sekali terbentuk sendi-sendi plastik pada balok dengan curvature *ductility demand* yang besar. Adanya simpangan horisontal struktur yang berlebihan dapat menghantam bangunan sebelahnya (*pounding*) apabila jarak antar bangunan tidak cukup. Peristiwa *Pounding* antar bangunan dapat merusakkkan struktur.

Untuk itu sebatas pemakaian portal masih cukup efektif, maka usaha untuk memperkaku portal dapat dilakukan dengan memasang "silangan" pada salah satu bentangan disemua tingkat pada bangunan yang bersangkutan. Dengan adanya silangan ini, maka kekakuan tingkat tingkat akan bertambah, dan tujuannya selain memperkuat struktur juga dapat mengurangi simpangan yang terjadi. Namun demikian dari segi estetika silangan ini menjadi kurang menarik.



Gambar 12.34. Perilaku Kombinasi Portal & Struktur Dinding (ditampilkan lagi)

Antara portal dan "*cantilever wall*" mempunyai pola simpangan yang berbeda. Pola simpangan portal telah dibahas sebelumnya, yaitu seperti pada Gambar 12.34). Sedangkan pola simpangan struktur dinding adalah seperti pada Gambar 13.33). Apabila diperhatikan, antara dua gambar tersebut maka keduanya mempunyai pola simpangan yang berlawanan.

Interaksi antar pola simpangan tersebut adalah separti pada gambar 12.34). Pada tersebut tampak bahwa :

1. Pada bagian dasar, pola simpangan sama, dan oleh karena itu, dua-duanya saling mendukung.

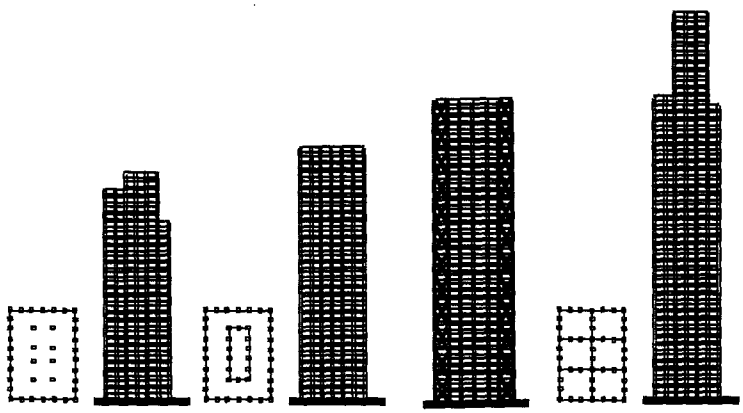
2. Pada bagian bawah, pola simpangannya berlawanan, sehingga interaksinya juga berlawanan. Peran *walls* sangat membantu pada bagian bawah karena mengurangi mengendalikan *interstorey drift* frame yang dahulunya besar.
3. Pada bagian atas, pola simpangan masih tetap berlawanan, maka interaksinya juga berlawanan.

Paulay dan Priestley (1992) mengatakan bahwa agar goyangan struktur kombinasi ini tidak mengakibatkan puntir, maka letak *walls* harus diatur sedemikain rupa sehingga prinsip simetri tetap dipertahankan. Pada Gambar 12.34.c) tampak bahwa pemakaian *wall* justru kurang menguntungkan pada tingkat-tingkat atas Kemudian ada pertanyaan, sampai setinggi berapa kombinasi struktur portal dan dinding kantilever ini dapat dibangun. Dari beberapa pengalaman (Wolfang S, 1977) menunjukkan bahwa kombinasi struktur ini masih dapat efektif sampai setinggi 50-tingkat, walaupun hal ini tidak sepenuhnya harga pasti, artinya masih dipengaruhi oleh beberapa hal.

12.6 Struktur Bangunan Tinggi

12.6.1 *Frame Tube Structures*

Struktur jenis ini memakai kolom luar (*exterior columns*) yang relatif rapat yang dihubungkan dengan balok-balok yang masif sehingga terbentuklah *frame* yang relatif kaku. Karena bentang balok hubung yang relatif pendek maka baloknya menjadi kaku, dan kalau balok kaku maka sistim pengekangan kolom menjadi besar yang akhirnya membuat *frame* menjadi lebih kaku. Karena jarak kolom relatif rapat dan balok hubung dipasang pada keliling bangunan maka bentuk akhir akan menyerupai tabung/*tube*. Fungsi utama *frame* tersebut adalah menahan beban horisontal. Disamping *frame* keliling yang kaku tersebut juga dipasang kolom-kolom dan balok-balok ditengah *tube* yang fungsi utamanya bersama-sama portal keliling adalah menahan beban gravitasi.



a) *Frame Tube* b) *Tube in tube* c) Trussed-tube d) *Bundled tube*

Gambar 12.35 Beberapa jenis *tube structures*

Menurut Smith dan Coull (1991) *frame tube structures* ini umumnya dipakai pada bangunan ultra tinggi yaitu bangunan yang mempunyai 40 - 100 tingkat (tinggi bangunan antara 150 - 400 m). Pada ketinggian bangunan seperti itu maka periode getar struktur T menjadi cukup besar. Ingat bahwa periode getar T kira-kira sama dengan N/10 detik, dengan N adalah banyak tingkat. Dengan demikian periode getar struktur adalah lebih dari 4 detik.

Dengan periode getar sebesar itu maka koefisien gempa dasar sudah menjadi sangat kecil (lihat di respon spektra). Pada kondisi seperti itu beban horisontal yang dominan umumnya adalah beban angin. Kecuali pada daerah-daerah tertentu, umumnya efek beban angin tidak begitu membahayakan seperti pada beban gempa.

Apabila gaya horisontal bekerja pada bangunan maka *frame* yang sejajar dengan arah beban seolah-olah akan berfungsi sebagai dinding atau seperti sayap/*web* pada profil baja dengan beban sejajar dengan sumbu kuat. *Frame* keliling yang tegak lurus dengan arah beban sebaliknya kan menjadi kurang berfungsi secara optimal. Struktur *frame-tube* mempunyai beberapa kelebihan diantaranya adalah :

1. kolom yang rapat dan terintegrasi dengan balok-balok keliling menjadikan *frame-tube/tube-in-tube* menjadi struktur menyerupai bentuk tabung yang masif. Struktur seperti itu sangat baik untuk menahan torsi,
2. secara arsitektural tampak luar kolom-kolom struktur *frame-tube/tube-in tube* yang saling sejajar dan menjulang vertikal dapt menimbulkan kesan futuristik
3. pada kenyatannya biaya konstruksi struktur jenis ini cukup efisien dan mudah dibuat.

Disamping kelebihan-kelebihan, terdapat juga beberapa kekurangan struktur ini yang diantaranya adalah :

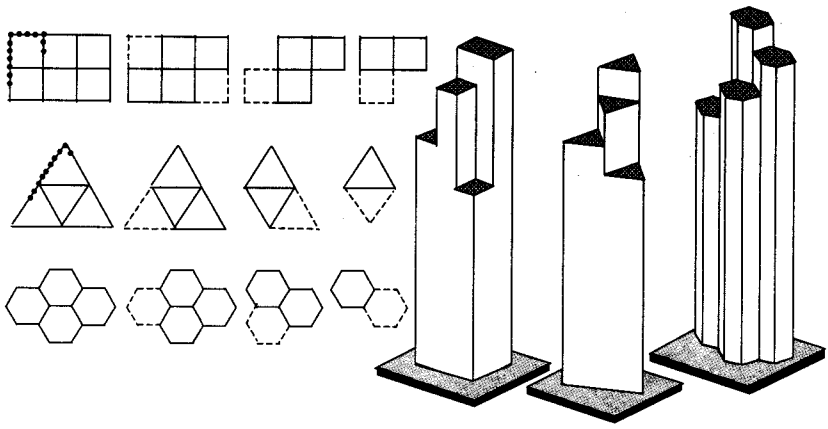
1. Kolom yang cukup rapat pada kenyataannya sangat menghalangi pintu-pintu untuk masuk ke dalam bangunan. Untuk itu perlu dibuat portal-portal bantu/portal pendukung yang sangat kuat dengan jarak kolom yang cukup lebar untuk pintu-pintu masuk, yang hal ini akan menguransi kemasifan struktur,
2. Karena komposisi/letak-letak kolomnya, kolom-kolom yang berada di tengah barisan kolom menjadi tidak begitu efektif dalam menahan gaya. Hal ini mirip seperti serat balok yang dekat dengan garis netral.

12.6.2 *Tube in Tube Structures*

Secara garis besar struktur *tube ini tube* seperti yang tampak pada Gambar 12.35.b) hampir sama dengan *frame tube structures* seperti tampak pada Gambar 12.35.a). Perbedaannya terletak pada adanya *tube* di tengah yang kadang-kadang berupa *core* tempat elevator-elevator ditempatkan. *Core* yang berupa *tube* dapat berupa *wall* atau sama dengan struktur luarnya yaitu deretan kolom-kolom yang rapat. Antara *tube* luar dan *tube* dalam dapat saja dihubungkan oleh *frame* atau struktur dinding. Gaya horisontal sepenuhnya akan ditahan oleh baik *tube* luar maupun *tube* dalam, sedangkan beban gravitasi dapat ditahan secara bersama-sama dengan portal dalam. Struktu ini secara keseluruhan akan lebih kaku daripada struktur *frame tube.*

12.6.3 *Trussed Tube*

Struktur *trussed-tube* merupakan pengembangan dari struktur *tube-in-tube* . Pada struktur *framed-tube* ataupun *tube-in tube* salah satu kelemahan nya adalah adanya jarak kolom yang relatif rapat sehingga mengganggu pintu-pintu masuk kedalam bangunan. Dengan *trussed-tube*, jarak kolom dapat menjadi lebih jarang sehingga jalan masuk ke dalam bangunan menjadi lebih leluasa. Karena bangunan yang dibahas adalah bangunan sangat tinggi, maka untuk menambah kekakuan struktur diperlukan bresing atau pengaku. Sistim pengaku yang diperlukan tidak hanya yangbbersifat lokal (antar tingkat) tetapi yang bersifat global bresing. yaitu bresing yang menghubungkan beberapa tingkat sekaligus. Oleh karena itu jadilah *trussed-tube* sebagaimana tampak pada Gambar 12.35.c).



Gambar 12.36 Modul-modul dan tampak struktur *Bundled-tubes*

12.6.4 *Bundled Tube Structures*

Pada *frame-tube* maupun *tube-in-tube* hanya terdiri atas 1-modul baik dalam bentuk persegi maupun bentuk yang lain. Secara arsitektural hal tersebut dapat menjadi suatu kendala, karena kurang dimungkinkannya variasi tampak. Oleh karena itu kemudian dikembangkanlah *frame-tube* menjadi *bundled-tube structure. Bundle-tube structure* merupakan gabungan dari beberapa modul-modul dasar baik yang berbangun bujur-sangkar, segitiga maupun bentuk segi-enam seperti yang tampak pada Gambar 12.36). Dengan modul-modul tersebut, maka disamping dimungkinkannya variasi tampak juga menambah kekakuan bangunan.

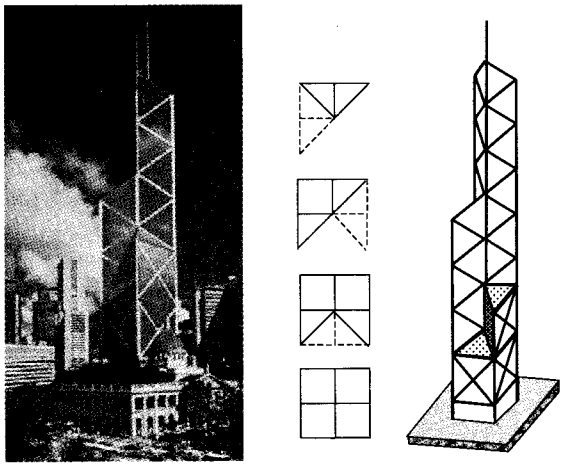
Pada struktur seperti itu *tube-tube* tersebut terbentuk oleh portal-portal kaku dengan kolom yang relatif rapat sehingga *tube-tube* tersebut merupakan satu kesatuan. *Tube-tube* tersebut belum tentu menerus sampai puncak bangunan tetapi dapat berkurang secara bertahap seperti pada *Sears Tower* di Chicago (Smith dan Coull , 1991).

12.6.5 *Space Structures*

Struktur utama bangunan jenis ini adalah portal segitiga tiga dimensi seperti yang tampak pada Gambar 12.37). Struktur jenis ini berbeda dengan struktur utama bidang yang paling umum dipakai. Portal segitiga tiga dimensi mirip seperti struktur rangka tiga dimensi yang cukup ringan tetapi menghasilkan sistim struktur yang kokoh dan dapat medukung bangunan yang mempunyai lebih dari 50 tingkat

Struktur jenis ini dari segi konsepsi menahan gaya tampaknya sederhana yaitu portal segitiga tiga dimensi akan menahan baik beban gravitasi maupun beban horisontal secara geometri sistim ini cukup kompleks. Sistim transfer beban gravitasi dari lantai, balok kedalam struktur utama tidaklah sederhana mengingat bangun portal yang dipakai tidak beorientasi bidang sebagaimana bangunan biasa.

Smith dan Coull (1991) mengatakan bahwa sistim hubungan antara balok dengan struktur utama atau hubungan antara batang pada struktur utama terjadi secara multi-arah sehingga biaya untuk sambungan selain cukup rumit juga relatif mahal. Secara arsitektural bangunan jenis ini kelihatan sederhana tetapi secara estetika enak dipandang. Masih terdapat beberapa jenis struktur yanng dapat dipakai untuk bangunan bertingkat sangat banyak yang secara keseluruhan dapat merupakaan gabungan antara jenis yang satu dengan jenis yaang lain. Jenis-jenis itu jugaa merupakan pengembangan dari jenis-jenis yang dibahas didepan



Gambar 12.37 *Space structures*, Hongkong Bank

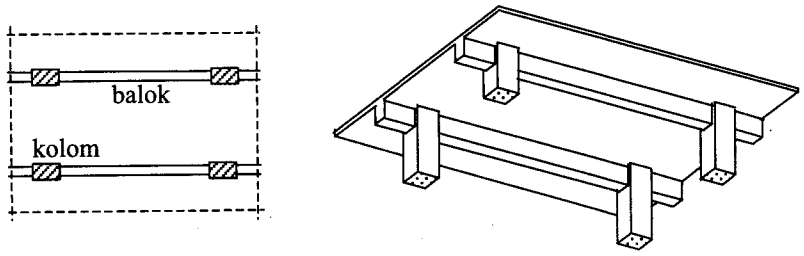
12.7 Sistim Plat Lantai

Plat lantai pada hakekatnya adalah struktur bidang yang tegak lurus dengan bidang struktur utama dan berfungsi khusus menahan beban gravitasi. Beban gravitassi yang ditahan seterusnya diteruskan ke struktur utama bangunan yaitu portal-portal atau struktur dinding seperti yang dibahas sebelumnya. Cara meneruskan beban gravitasi dari lantai ke balok akan dipengaruhi oleh sistim plat lantai yang dipakai.

Hal lain yang akan mempengaruhi sistim plat lantai adalah apakah plat tersebut selain menahan beban gravitasi juga dimaksudkan untuk membantu sistim penahan beban horisontal. Kemudahan dalam pelaksnaaan bangunan serta kebutuhan luasan ruangan juga akan berpengaruh terhadap sistim plat lantai yang digunakan. Terdapat beberapa sistim plat lantai yang paling umum dipaakaai baik untuk struktur beton maupun baja. Diantara sistim plat lantai tersebut adalah sebagai berikut ini.

12.7.1 Sistim Plat Satu Arah (*One way Slab*)

Plat lantai dengan sistim ini ditumpu secara memanjang oleh suatu balok-balok memanjang. Jarak antara balok pendukung akan dipengaruhi oleh banyak hal namun demikian jarak yang sering dipakai adalah kurang dari 4-6 meter. Semakin panjang bentangan plat maka akan semakin tebal ukuran plat yang diperlukan.

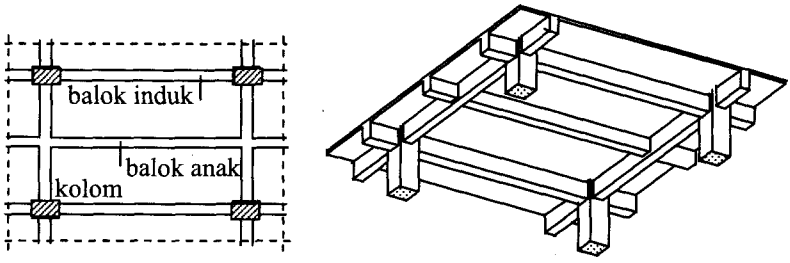


Gambar 12.38. Plat satu arah

Plat lantai jenis ini sangat sederhana karena baja tulangan hanya dipasang searah, yaitu

searah dengan bentangan plat. Hubungan antara plat dengan balok pendukung dapat secara monolotik atau semi-monolitik (*precast*). Hubungan secara monolitik lebih disukai karena dapat membantu mengakukan struktur. Struktur plat dan balok seperti ini umumnya hanya dipakai pada bangunan sederhana, bukan untuk bangunan bertingkat banyak. Struktur seperti ini misalnya untuk atap ruang parkir ataupun bangunan sederhana yang lain.

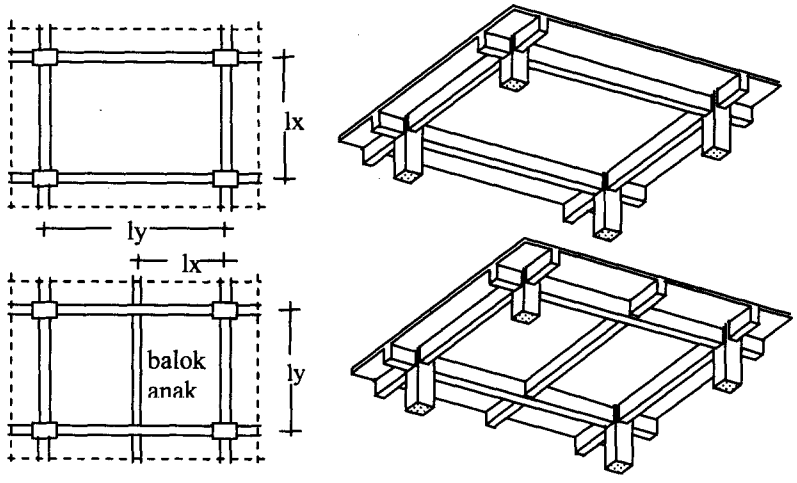
Plat lantai dengan penulangan satu atau juga dapat berbentuk lain yaitu plat yang di-empat sisinya didukung oleh balok-balok. Kondisi yang dekat dengan hal ini adalah apabila panjang plat (ly) relatif sangat besar dibanding dengan lebarnya (lx). Menurut Peraturan Beton bertulang Indonesia, PBI (1971) , apabila ly/lx > 2,5 maka plat lantai tersebut sudah dapat dianggap plat satu-arah.



Gambar 12.39. Plat satu-arah yang didukung balok-balok di 4-tepi-tepinya

12.7.2 Sistim Plat Dua- Arah (*Two- ways slab*)

Plat dua-arah dapat terbentuk baik karena sistim dukungan maupun perbandingan antara sisi panjang (ly) dan lebar/sisi-pendek plat (lx). Kebanyakan struktur bangunan gedung beton bertulang, apalagi untuk bangunan bertingkat banyak, maka plat-plat lantai umumnya didukung di 4-sisinya. Plat-lantai 2-arah adalah apabila pada kondisi tersebut ly/lx < 2,5 .



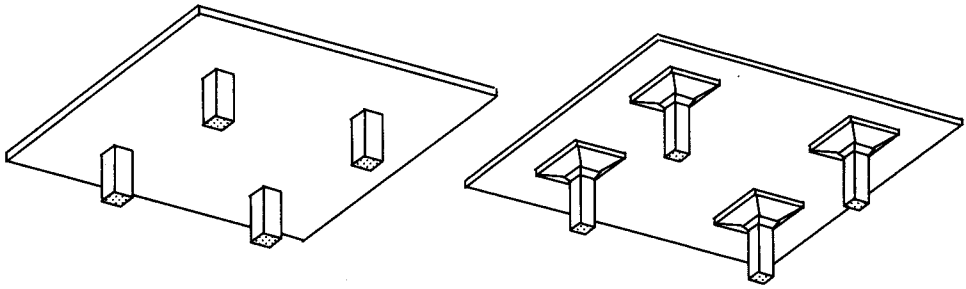
Gambar 12.40 Plat 2-arah (untuk ly/lx < 2,5)

Ada kalanya jarak antar balok pendukung relatif panjang sehingga mengakibatkan plat lantai mempunyai bentang yang relatif panjang. Oleh karena itu untuk memperpendek

bentangan plat lantai dapat dipakai balok-balok anak yang dipasang melintang sebagaimana tampak pada Gambar 12.40). Balok-balok anak inilah yang didukung oleh balok-balok utama. Jarak antara balok anak dapat disesuaikan sedemikian rupa sehingga bentang plat antar balok tersebut tidak begitu panjang. Karena balok anak hanya menahan beban yang relatif terbatas maka balok-balok ini praktis lebih kecil daripada balok induknya. Terhadap balok induk balok-balok anak ini akan menjadi beban titik

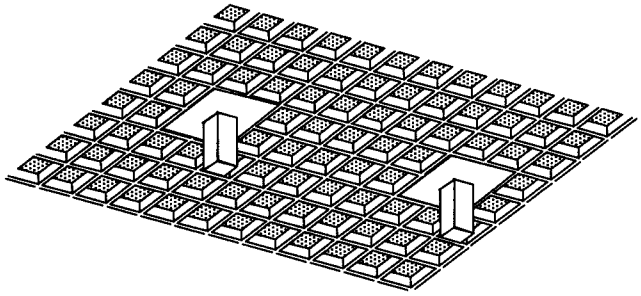
12.7.3 *Two Way Flat Plate*

Pada pemakaian-pemakaian yang bersifat khusus kadang-kadang dipakai plat yang langsung berhubungan dengan kolom dengan tidak ada balok-balok sebagaimana tampak pada Gambar 12.41.a). Keuntungan sistim plat lantai seperti ini adalah bahwa penggunaan ruang lebih efektif karena tidak menyediakan ruang untuk balok-balok. Namun struktur ini mempunyai kelemahan yang mendasar yaitu bahaya terhadap geser ponds dan tidak cocok untuk struktur bangunan bertingkat banyak yang menahan beban horisontal. Dengan tidak adanya balok maka akibat beban horisontal maka plat lantai tidak dapat menyediakan kekuatan yang cukup. Akibatnya kerusakan akan terjadi pada pertemuan antara plat dan kolom.



a) *flat plate* b) *flat-slab*

Gambar 12.41 *Two way flat plate* dan *flat-slab*



Gambar 12.42 Waffles Flat Slabs

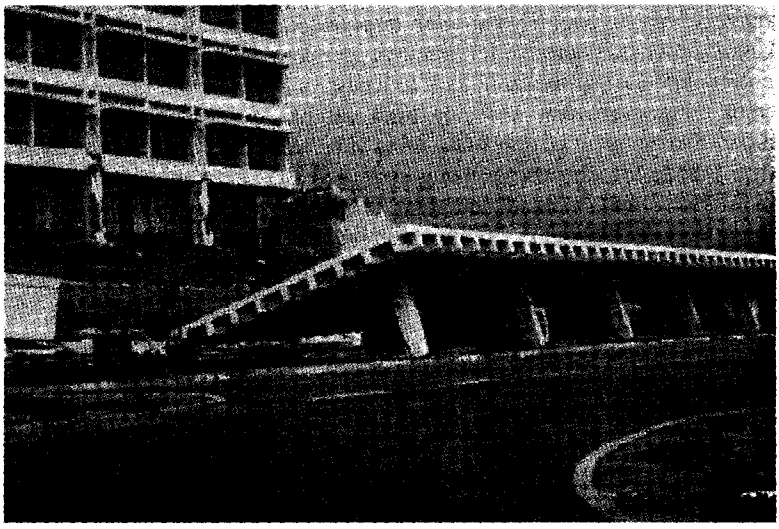
12.7.4 *Two Way Flat Slabs*

Sistim lantai jenis ini hampir sama dengan *two way flat plate* hanya saja terdapat tambahan sistim perkuatan. Untuk memperkuat hubungan antara kolom dan plat lantai dipasang panel penumpu pada pertemuan antara plat dan kolom seperti pada Gambar 12.41).

Pemberian tambahan sistim dukungan ini agak memperkuat kapasitas plat terhadap [illegible] geser ponds. Namun demikian secara umum sifat plat ini tidak jauh berbeda dengan [illegible] *flat slab.*

12.7.5 *Waffle Flat Slabs*

Sistim plat lantai jenis ini memakai balok-balok grid yaitu balok-balok yang [illegible] dekat dan bersilangan satu sama lain. Fungsi utama balok ini adalah untuk memperkaku [illegible] khususnya terhadap vibrasi secara vertikal. Adakalanya diperlukan suatu ruangan yang [illegible] luas, maka agar plat lantai menjadi lebih kaku maka dipakailah balok-balok grid tersebut. balok-balok grid dapat didukung oleh balok-balok induk maupun dikimbinasikan dengan [illegible] dukungan seperti yang tampak pada Gambar 12.42). Tipe slab seperti itu tidak diperuntukkan untuk struktur utama bangunan tanah gempa. Sebagai contoh, Gambar 12.43) adalah kerusakan bangunan Olive View *Medical Center* akibat *soft-storey* dan pemakaian *waffle flat* slab.



Gambar 11. 43. Kerusakan bangunan Olive View MC (Tokas & Schaefer, 1997)

Bab XIII
Gaya Horisontal Ekuivalen Statik

13.1 Pendahuluan

Telah disampaikan sebelummya bahwa secara alamiah gempa bumi yang terjadi disertai dengan pelepasan energi yang telah terperengkap pada waktu yanag lama. Energi yang terakumulasi terjadi karena terkuncinya gerakan sesar atau dua lempeng dalam mekanisme subdaksi. Energi mekanik saat terlepasnya kuncian kemudian berubah menjadi energi getaran yang merambat kesegala arah sampai pada permukaan tanah. Getaran /goncangan permukaan tanah adalah suatu fakta yang telah dirasakan oleh banyak orang.

Terhadap bangunan khususnya bangunan gedung, getaran/goncangan tanah akan mengakibatkan bangunan menjadi bergetar dan bergoyang. Material bangunan pada umumnya bersifat kaku sehingga kurang mampu/sulit menyesuaikan diri secara penuh dengan goyangan. Kemampuan bahan untuk berubah bentuk tanpa mengalami kerusakan pada umumnya relatif terbatas. Oleh karena itu goyangan yang cukup besar dapat mengakibatkan kerusakan struktur.

Untuk mengatasi hal itu banyak hal telah dilakukan oleh para peneliti mulai dari seberapa besar percepatan tanah, durasi dan kandungan frekuensi gempa, sifat, perilaku dan usaha peningkatkan kemampuan bahan, dampak percepatan/goncangan tanah terhadap struktur bangunan baik melalui analisis maupun percobaan di laboratorium. Analisis yang dapat dilakukan baik bersifat analisis statik maupun analisis dinamik. Percobaan di laboratorium dapt dilakukan baik pembebanan kuasi-statik, pembebanan siklik maupun pembebanan dinamik dengan memakai *shaking table*.

Sementara itu analisis dinamik juga sudah berkembang secara pesat, baik dari sisi pengembangan metode maupun *software* yang dipakai. Respons struktur akibat getaran/ goncangan tanah dapat dilakukan dengan cara analisis dinamik riwayat waktu (*Time history Analysis*, THA) baik menggunakan metode elastik (*elastic dynamic analysis*) maupun metode inelastik (*inelatic dynamic analysis*). Sudah disampaikan di Butir 10.5) bahwa jenis respons struktur dipengaruhi oleh level beban dan sifat material. Analisis dinamik akan memberikan hasil yang akurat tetapi memerlukan hitungan yang banyak, memakan waktu dan lebih banyak untuk kepentingan akademik.

Untuk keperluan praktis di lapangan maka analisis dinamik jarang dilakukan, mengingat alasan-alasan tersebut diatas. Oleh karena itu para peneliti sejak dulu telah berusaha bagaimana analisis dinamik terhadap struktur dapat disederhanakan dengan memakai asummsi-asumsi tertentu sehingga mudah dan praktis digunakan di lapangan. Setelah melalui jalan yang panjang akhirnya beban dinamik akibat gempa dapat disederhanakan menjadi konsep beban Ekuivalen Statik.

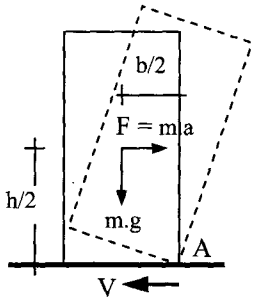
Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada Bab ini sudah berada pada bahasan *Earthquake Resistant Structures,* yang akan memberikan pengetahuan dasar tentang gaya horisontal Ekuivalen Statik, mulai dari sejarah pemakaian sampai perkembangannya.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis		1.Response Spectrum	
2.Seismic Sources		2. ERD Philosophy	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.Building Configuration	
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects		5.Earthquake Induced Load	√
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (Liquefaction)	

13.2 Koefisien Gempa Dasar (*Base Shear Coefficient*)

Sangat perlu rasanya menelusuri sejarah bagaimana para ilmuwan membangun konsep gaya horisontal ekuivalen statik. Hal ini tidak berarti ketinggalan zaman, tetapi justru usaha memurnikan pengertian dasar sehingga akan memperkuat pengetahuan. Milne (1885) dalam Otani 2004) memperkenalkan West's equation melalui bahasan seperti yang tampak pada Gambar 13.1).



Gambar 13. 1. Konsep West's Equation (Milne 1885)

Sebelum blok tergulimg akibat percerpatan tanah a, maka terdapat keseimbangan momen di ujung tumit A, atau,

$$(m.g).\frac{b}{2} = (m.a).\frac{h}{2}$$

$$\alpha = \frac{m.a}{m.g} = \frac{b}{h} \qquad 13.1)$$

Yangmana α adalah rasio maksimum antara percepatan tanah dengan percepatan gravitasi yang akan mengakibatkan balok mulai terguling. Parameter α nantinya akan menjadi parameter penting dalam konsep disain beban gempa.

Gaya horisontal maksimum F = m.a sebelum blok terguling dari pers.13.1) dapat ditulis menjadi,

$$F = m..a = \frac{b}{h} m.g$$
$$F = \frac{b}{h}.Wt \qquad (13.2)$$

Wt adalah berat sendiri struktur dan beban hidup yang ada di dalamya. Dengan mengambil keseimbangan gaya-gaya horisontal maka akan diperoleh hubungan,

$$V = F$$
$$V = \frac{b}{h}.W_t \qquad (13.3)$$

V adalah gaya geser dasar sebagai representasi statik atas pengaruh percepatan tanah akibat gempa dengan percepatan sebesar a. Menurut Otani (2004) pada tahun 1951 ASCE Northern California menetapkan gaya geser dasar V yang dinyatakan dalam bentuk,

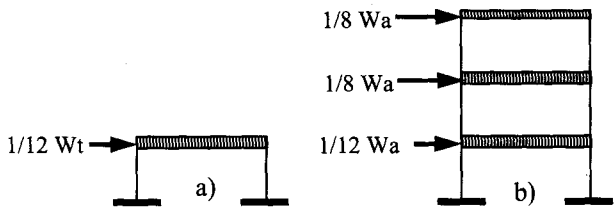
$$V = C.Wt = \frac{0{,}015}{T} Wt \qquad (13.4)$$

C adalah koefisien gempa dasar (*basic shear coefficient*) dan T adalah periode getar struktur. Walaupun pada awalnya nilai α akan bergantung pada konfigurasi bangunan (b dan h) tetapi makna itu berkembang sebagai suatu rasio terhadap berat bangunan W.

13.3 Sejarah Pemakaian Gaya Horisontal akibat Gempa

West's equation sebagaimana yang disampaikan oleh Milne pada tahun 1885 (Otani, 2004) telah membuka cakrawala para ilmuwan/peneliti bagaimana pengaruh percepatan tanah akibat gempa dapat dimanifestasikan dalam gaya horisontal yang bekerja pada pusat massa. Pada saat itu alat pencatat/perekam gempa belum tersedia, karena *accelerograph*/ (pencatat percepatan tanah akibat gempa) pertama oleh Ishomoto baru tersedia pada tahun 1931 (Otani 2001). Mengingat gaya horisontal akibat gempa dapat direpresentasikan dalam suatu koefisien gempa dasar C, maka dikemudian hari para peneliti mengembangkan nilai C yang lebih rasional.

Berg (1982) mengatakan bahwa pada awal abad ke-20, tepatnya pada tahun 1908 terjadi gempa besar di Messina-Regio (korban lebih dari 160.000 orang) Italia. Pengamatan terhadap 3-bangunan yang *survive* (hanya rusak ringan dan sama sekali tidak rusak) menunjukkan bahwa bangunan yang bersangkutan dahulunya didisain dengan gaya horisontal H = (1/12).Wt, yangmana Wt adalah berat total bangunan (Gambar 13.1.a). Tiga tahun kemudian direkomendasikan bahwa untuk bangunan 3-tingkat gaya horisontal tingkat ke-1 adalah (1/12) dari berat tingkat yang bersangkutan dan diatasnya, sedangkan tingkat ke-2 dan ke-3 adalah (1/8) berat tingkat yang bersangkutan dan tingkat diatasnya sebagaimana disajikan pada Gambar 13.1.b).



Gambar 13.1. Gaya horisontal akibat gempa di Italia tahun 1909 & 1912)

Ide bahwa efek percepatan tanah akibat gempa terhadap bangunan yang direpresentasikan oleh gaya horisontal selain dilandasi oleh *West't equation* juga karena seismograp belum tersedia. Oleh karena itu pemikiran-pemikiran tersebut merupakan ide yang cemerlang yang bahwa secara praktis prinsipnya masih dipakai sampai sekarang. Di Jepang juga sudah mulai menetapkan besar gaya horisontal akibat gempa justru sebelum gempa Tokyo-Yokohama tahun 1923 14.000 manusia menjadi korban. Pada waktu itu Dr. Naito telah merencanakan 3 bangunan yang ternyata tahan terhadap gempa tersebut dengan beban horisontal H sebesar (Berg, 1982),

$$F = \frac{1}{15} Wt \qquad 13.5)$$

Namun demikian setelah gempa Kanto 1923, untuk struktur baru harus direncanakan dengan gaya horisontal ekuivalen statik F sebesar,

$$F = \frac{1}{10} Wt \qquad 13.6)$$

Pada tahun yang hampir bersamaan di Amerika Serikat juga terjadi gempa, yaitu gempa San Fransisco tahun 1906, tetapi kala itu belum disepakati adanya sebuah aturan seperti di atas. Baru pada tahun 1935 maka terbitlah *Uniform Building Code*, yang mana menetapkan bahwa beban horisontal akibat gempa dapat dihitung dengan rumus,

$$F = C.\,Wt, \quad C = 0{,}02 - 0{,}10 \qquad 13.7)$$

Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa begitu gaya horisontal akibat gempa dapat direpresentasikan oleh koefisien geser dasar C maka nilai C inilah yang kemudian dikembangkan lebih lanjut sesuai dengan perkembangan ilmu. Biot (1933) dalam Otani (2004) mengemukakan suatu gejala bahwa gaya gempa akan semakin mengecil pada periode getar struktur yang semakin besar. Pada saat itu penemuan tersebut merupakan suatu hal yang sangat penting yang kemudian dipakai untuk mengembangkan koefisien geser tingkat ke-i, C_i melalui rumusan,

$$C_i = \frac{0{,}60}{N_i + 0{,}45} \qquad 13.8)$$

Ci adalah koefisien geser-tingkat ke-i ($F_i = C_i.Wa$) dan N_i adalah tingkat ke-i dengan jumlah tidak lebih dari 13-tingkat.

Pengembangan seterusnya kemudian dikaitkan dengan efek kondisi tanah setempat, karena pada saat itu sudah diketahui bahwa percepatan tanah akibat gempa dipengaruhi oleh aktivitas gempa setempat. Pada tahun 1949 Uniform Building Code (UBC) menerbitkan disain beban gempa (Otani, 2004) dalam rumusan,

$$F_i = Z.\frac{0{,}15}{N_i + 4{,}5}.W_i \qquad 13.9)$$

F_i adalah gaya gempa tingkat ke-i, N_i adalah tingkat ke-i dan W_i adalah berat struktur dan beban tingkat ke-i.

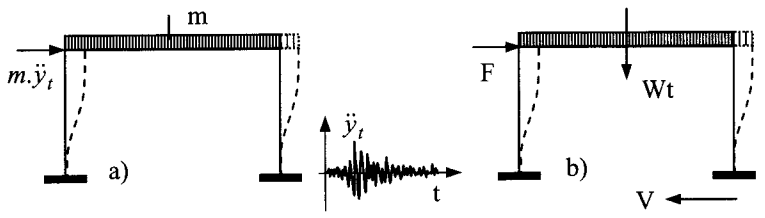
Pengembangan disain beban gempa dalam bentuk gaya horisontal terus dilakukan menyusul dipakainya Respons Spektrum. Respons Spektrum ini adalah implikasi dari penemuan Biot (1933) bahwa gaya horisontal gempa dipengaruhi oleh periode getar struktur sekaligus diperhitungkannya efek kondisi tanah setempat. Respons Spektrum juga terus berkembang setelah diketahuinya daktilitas simpangan elemen μ_Δ dan daktilitas lengkung (curvature ductility) μ_ϕ.

13.4 Pengertian Beban Ekuivalen Statik

Telah disampaikan sebelumnya bahwa alat perekam gempa seismograp baru dapat dibuat pada tahun 1931 0leh Ishimoto di Jepang. Di Amerika *accelerograph* pertama dibuat dan dipakai pada tahun 1933 sehingga mampu merekam percepatan tanah pada gempa Helena Montana 1935, gempa Ferndale California 1938 dan merekam dengan baik gempa El Centro 1940 (Otani,2004).

Walaupun saat itu rekaman percepatan tanah akibat gempa sudah tersedia, namun representasinya menjadi gaya horisontal yang bekerja pada pusat-pusat masa masih terus dikembangkan. Hal itu dilakukan karena untuk keperluan dilapangan pemakaian Analisis Dinamik dirasa kurang praktis karena disamping memelukan banyak hitungan juga pada saat itu alat penghitung cepat dan otomatis (komputer) juga belum tersedia. Pengembangan Hukum Newton (1687), F = m.a oleh D'Alembert's pada tahun 1743 bahwa terdapat gaya inersia (F_m = m.a) yang arahnya berlawanan dengan arah gerakan adalah penemuan tentang *equilibrium of dynamic problem* yang mengawali analisis dinamik pada struktur.

Walaupun rekaman percepatan tanah akibat gempa sudah tersedia dan prinsip analisis dinamik juga telah diketahui, tetapi pada tahun 1940-1950'an analisis dinamik pada struktur sebagaimana disajikan pada Gambar 13.2.a) belum berkembang secara baik karena sekali lagi saat itu alat penghitung otomatis (komputer) belum tersedia. Dengan demikian keberadaan gaya horisontal yang bekerja pada pusat-pusat massa bangunan sebagai manifestasi dari dampak goncangan tanah akibat gempa terus mendapatkan tempat bagi para praktisi (Gambar 13.2.b).



Gambar 13.2. a) Analisis dinamik, a) gaya horisontal ekuivalen statik

Pada analisis dinamik seperti pada Gambar 13.2.a) getaran/goyangan bangunan betul-betul diakibatkan oleh beban getaran tanah dalam bentuk *accelerogram*. Dengan alasan seperti disebut sebalumnya efek beban dinamik kemudian disederhanakan menjadi gaya gorisontal F yang bekerja pada pusat massa. Gaya horisontal yang bekerja pada pusat-pusat

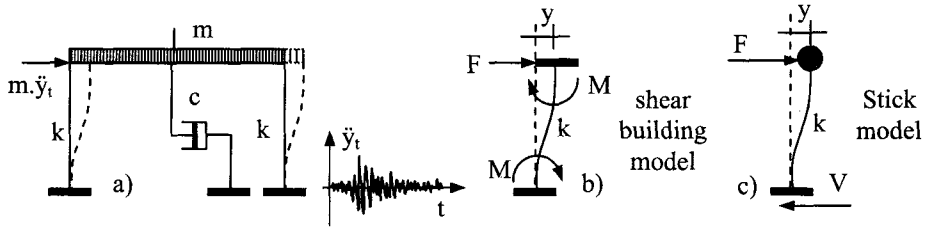
massa bangunan tersebut sifatnya hanya statik, artinya besar dan tempatnya tetap, sementara bebena dinamik intensitasnya berubah-ubah menurut waktu (dinamik). Gaya-gaya horisontal tersebut sifatnya hanya ekuivalen sebagai pengganti/representasi dari efek beban dinamik yang sesungguhnya terjadi saat terjadi gempa bumi. Oleh karena itu gaya-gaya horisontal tersebut secara umum disebut sebagai Gaya/Beban Horisontal Ekuivalen Statik.

Sebelum membahas lebih lanjut tentang gaya horisontal F pada tiap-tiap massa, maka perlu dibahas terlebih dahulu tentang gaya geser dasar V yang diasumsikan bekerja pada dasar bangunan. Walaupun gaya geser dasar sifatnya seperti beban statik, namun demikian tidak berarti bahwa gaya gerser dasar tersebut diperoleh murni dari prinsip statik, tetapi sudah diperhitungkan terhadap prinsip-prinsip dinamik. Prinsip-prinsip dinamik tersebut dibahas pada Butir 13.5.

13.5 Dinamik Karakteristik dari Bangunan

Dinamik karakteristik bangunan adalah massa m, kekakuan k dan redaman c. Tiga jenis dinamik karakteristik tersebut merupakan unsur utama didalam dinamik analisis selain beben gempa sperti yang disajikan pada Gambar 13.3.a). Massa bangunan dihitung berdasarkan berat total bangunan, sementara itu kekakuan kolom k dapat dihitung dengan berbagai cara yang salah satunya adalah dengan prinsip *shear building* sebagaimana disajikan pada Gambar 13.3.b). Sementara itu redaman c pada umumnya ditentukan berdasarkan rasio redaman ξ.

Dalam konsep ekuivalen statik hanya massa m atau berat bangunan Wt yang diperhitungkan di awal, kemudian kekakuan kolom akan dipakai pada saat kontrol periode getar T dengan metode Rayleigh. Sedangkan redaman c tidak diperhitungkan sama sekali pada analisis statik, dan inilah yang menjadi perbedaan utama antara konsep statik dan konsep dinamik. Dalam asumsi *shear building*, massa di setiap tingkat dianggap menggumpal (*lumped*) pada satu tempat sehingga tiap 1-tingkat hanya akan ada 1-massa (*degree of freedom*, DOF). Hal tersebut akan menuju pada *stick model* sebagaimana tampak pada Gambar 13.3.c).



Gambar 13.3. Dinamik Karakteristik, shear buiding dan *stick model*

13.6 Gaya Geser Dasar, V dan Periode Getar Fundamental T

Sebagaimana bahasan mulai dari *West's eaquation* di Gambar 13.1) sampai dengan *stick model* di Gambar 13.3.c) gaya geser dasar V adalah suatu gaya geser yang diasumsikan merupakan pengganti/penyederhanaan dari gencangan/getaran gempa bumi. Sebagaimana koefisien geser tingkat C_i, koefisien gempa dasar C maupun koefisien respons seismik C_s telah mengalami evolusi mulai dari awal sampai dengan saat ini sesuai dengan perkembangan ilmu pengetahuan. Menurut Peraturan Perencanaan Tahan gempa Indonesia

Untuk gedung (PPTGIUG, 1981) gaya geser dasar yang bekerja pada dasar bangunan, dapat dihitung dengan:

$$V = C.I.K.W_t \qquad 13.10)$$

C adalah koefisien gempa dasar, I adalah faktor keutamaan bangunan, K adalah faktor jenis struktur dan W_t adalah berat total bangunan.

Pada tahun 2001, PPTGIUG (1981) dianggap sudah saatnya diperbaruhi sehingga mulai tahun 2002 berlakukan pedoman disain beban gempa yang baru yaitu Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung TCPKGUBG (2002). Perubahan antara dua pedoman tersebut sebagian sudah dibahas pada bahasan Respons Spektrum di Bab XI. Menurut TCPKGUBG (2002) gaya geser dasar V pada bangunan dihitung dengan.

$$V = \frac{C_e.I}{R}.W_t \qquad 13.11)$$

R adalah factor reduksi beban, sedangkan C_e koefisien gempa dasar pada respons spektrum elastik, sedangkan I dan Wt adalah sama dengan keterangan sebelumnya.

Antara K pada pers.13.10) dan nilai R pada pers.13.11) adalah 2-nilai yang saling dapat dihubungkan. Nilai faktor jenis struktur K adalah seperti pada Tabel 13.1), yangmana struktur yang daktail mempunyai nilai K cenderung kecil dan sebaliknya. Sementara itu pada struktur daktilitas penuh di pers.13.11) nilai R = 8,5 sedangkan untuk struktur daktilitas terbatas nilai R dapat bervariasi mulai dari R = 2,40 -8,00. Semakin struktur bersifat lebih daktail maka nilai R semakin besar dan nilai V semakin kecil.

Sementara itu menurut Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Gedung dan Non Gedung TCPKGUGNG (2010) maka gaya geser dasar V dapat dihitung dengan,

$$V = C_S.W_t \qquad 13.12)$$

C_S adalah koefisien beban seismik yang dapat dihitung dengan,

$$C_S = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} \qquad 13.13)$$

Namun demikian nilai Cs tidak perlu lebih besar dari,

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T.(R/I_e)} \qquad 13.14)$$

Tetapi nilai C_S juga tidak boleh kurang dari,

$$C_S = 0{,}044.S_{DS}.I_e \qquad 13.15)$$

Untuk nilai $S_1 \geq 0{,}60$ g, nilai CS tidak boleh kurang dari,

$$C_S = \frac{0{,}5.S_1}{(R/I_e)} \qquad 13.16)$$

Definisi dan nilai S_{DS} dan S_{D1} , S_1 dan lainnya adalah seperti yang dibahas pada Butir 9.9.

Selanjutnya untuk dapat mencari nilai C pada per.13.11) maka periode getar struktur T untuk struktur portal terbuka beton bertulang menurut PPTGIUG (1981) dapat diestimasikan menurut

$$T = 0{,}06.H_B^{\,3/4} \qquad 13.17)$$

T adalah periode getar fundamental dalam dt, H_B adalah tinggi bangunan dalam meter. Sedangkan untuk untuk struktur baja, periode getar T tersebut dapat dihitung dengan rumus,

$$T = 0{,}08.H_B^{3/4} \qquad 13.18)$$

Pada TCPKGUBG (2002) tidak diberikan rumus empiris untuk periode getar fundamental, hanya batasan nilai maksimum yang diberikan. Untuk struktur portal beton bertulang dan struktur portal baja menurut TCPKGUGNG (20xx) berturut-turut adalah,

$$T = 0{,}0466.H_B^{0,90} \qquad 13.19.a)$$

$$T = 0{,}0724.H_B^{0,80} \qquad 13.19.b)$$

Apabila periode getar fundamental T telah diperoleh, maka dengan memakai respons spectrum yang sesuai dengan tempat dimana bangunan akan dibangun maka koefisen gempa dasar C menurut pers.13.10), koefisien gempa dasar pada respons elastik Ce menurut pers.13.11) ataupun koefisien beban seismic C_S menurut pers.13.14) dapat dihitung.

13.7 Faktor Jenis Struktur K

Faktor jenis struktur K hanya dikenal didalam PPTGIUG (1981) dan istilah tersebut tidak dikenal didalam TCPKGUBG (2002) maupun dalam TCPKGUGNG (20xx). Pencantuman nilai K dalam hal ini hanya semata-mata untuk mengetahui perkembangan pedoman penentuan beban gempa sejak tahun 1980'an sampai tahun 2010'an. Dengan mengetahui perkembangan tersebut maka pemahaman terhadap penentuan beban gempa untuk keperluan disain akan lebih baik dan lengkap.

Tabel 13.1 Koefisien K (PPTGIUG, 1983)

No	Jenis Struktur	Jenis Bahan/ Struktur Bang.	Faktor Jenis Struktur K
1	Portal Daktail	Beton bertulang	1,0
		Beton prestess	1,4
		Struktur baja	1,0
		Struktur kayu	1,7
2	Dinding geser daktilitas 1	Beton bertulang	1,0
3	Dinding geser kantilever daktilitas 1	Beton bertulang	1,2
		Temb. Berongga bertulang	2,5
		Kayu	2,0
4	Dinding geser kantilever dengan daktilitas terbatas	Beton bertulang	1,5
		Temb. Berongga bertulang	3,0
		Kayu	2,5
5	Portal dengan ikatan diagonal	Beton bertulang	2,5
		Strukut baja	2,5
		Strukur kayu	3,0
6	Struktur kantilever tak bertingkat	Beton bertulang	2,5
		Strukut baja	2,5
7	Cerobong, tangki kecil	Beton bertulang	3,0
		Strukut baja	3,0

Pada PPTGIUG (1981) tersebut jenis struktur dan jenis bahan akan berpengaruh terhadap daktilitas. Oleh karena itu setiap jenis struktur (portal biasa, portal dengan bresing, struktur dinding) dan bahan yang dipakai (kayu, beton, baja) akan mempunyai perilaku sendiri-sendiri. Akibat beban gempa, jenis struktur dan bahan tersebut akan mempengaruhi respon bangunan sehingga masing-masing kombinasi akan mempunyai koefisien sendiri-sendiri. Koefisien K menurut PPTGIUG (1983) untuk tiap-tiap jenis struktur tersebut adalah sebagai berikut.

Tabel 13.2 Faktor Keutamaan Bangunan I (PPTGIUG,1981)

No	Jenis Gedung	Faktor Keutamaan I	Ket.
1	Gedung-gedung monumental	1,5	
2	Fasilitas-fasilitas penting yang harus tetap berfungsi sesudah suatu gempa terjadi (rumah sakit, bangunan penyimpanan pangan, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, pusat pembangkit tenaga, bangunan air minum,fasilitas radio dan televisi, tempat orang berkumpul	1,5	
3	Fasilitas distribusi bahan gas dan minyak bumi di daerah perkotaan	2,0	
4	Struktur-struktur yang memikul atau berisi bahan-bahan berbahaya (asam, bahan beracun, dll)	2,0	
5	Struktur-struktur lain	1,0	

13.8 Faktor Keutamaan Bangunan (I)

Tidak seperti faktor jenis struktur K, faktor keutamaan banguan I dikenal disemua pedoman mulai dari PPTGIUG (1981), TCPKGUBG (2002) maupun TCPKGUGNG (20xx). Faktor keutamaan bangunan akan berkaitan dengan tingkat resiko yang dibolehkan pada bangunan yang bersangkutan. Tingkat resiko yang dibolehkan akan dipengaruhi oleh peruntukan bangunan, bangunan yang lebih penting harus mempunyai resiko yang lebih kecil daripada bangunan biasa. Oleh karena itu faktor keutamaan bangunan I untuk bangunan yang lebih penting akan mempunyai nilai I yang lebih besar dan sebaliknya. Hal tersebut adalah semata-mata untuk melindungi bangunan dari kemungkinan kerusakan yang terjadi.

Faktor keutamaan bangunan menurut PPTGIUG (1983) adalah seperti yang disajikan pada Tabel 13.2), sementara itu faktor keutamaan bangunan I menurut TCPKGUBG (2002) adalah seperti yang tampak pada Tabel 13.3). Pada tabel tersebut tidak jelas disebutkan tentang faktor keutamaan gedung sekolah. Gedung sekolah termasuk kategori tempat berkumpulnya orang banyak. Faktor keutamaan untuk gedung sekolah pada PPTGIUG (1983) dan TCPKGUBG (2002) pada umumnya dimasukkan dalam kategori gedung dengan faktor keutamaan I = 1. Anak-anak sekolah yang menjadi korban akibat runtuhnya gedung pada gempa Padang 2009 telah memicu pemikiran untuk ditinjaunya kembali faktor keutamaan I yang lama.

Sementara itu faktor keutamaan menurut TCPKGUGNG (20xx) disajikan pada Tabel 13.4). Tampak bahwa kategorisasi faktor keutamaan sudah lebih lengkap dibanding dengan sebelumnya. Tidak seperti *Codes* sebelumnya gedung untuk fasilitas sekolah mempunyai faktor keutamaan I = 1,5 jauh lebih besar daripada I = 1 pada 2-*Codes* sebelumnya. Namun demikian gedung tempat menyimpan bahan berbahaya seperti asam, gas beracun dll

sebagaimana disebut dalam PPTGIUG 1981 tidak begitu jelas disebutkan pada TCPKGUGNG (20xx).

Tabel 13.3. Faktor Keutamaan Bangunan (TCPKGUBG, 2002)

No	Jenis Gedung	Faktor Keutamaan I	Ket
1	Gedung umum seperti untuk penghunian, perniagaan dan perkantoran	1,00	
2.	Monumen dan bangunan monumental	1,60	
3.	Gedung penting pasca gempa seperti rumah sakit, instalasi air bersih, pembangkit tenaga listrik, pusat penyelamatan dalam keadaan darurat, fasilitas radio dan televisi	1,40	
4	Gedung untuk menyimpan bahan berbahaya seperti gas, produk minyak bumi, asam dan bahan beracun	1,60	
4	Cerobong, tangki diatas menara	1,5	

Tabel 13.4. Faktor Keutamaan Bangunan I (TCPKGUGNG,20xx)

No	Jenis Gedung	Kategori Resiko	Faktor Keutamaan
1	Struktur gedung resiko rendah (fasilitas pertanian, perkebunan, perikanan, gudang, rumah jaga)	I	1,00
2.	Struktur gedung resiko menengah (perumahan, toko, kantor, apartmen, mall, bangunan industri,pabrik)	II	1,00
3.	Struktur gedung resiko tinggi 1) bioskop, gedung pertemuan, stadion, fasilitas kesehatan tanpa unit bedah, penjara, gedung penitipan anak, orang jompo; 2) gedung pusat pembangkit tenaga, fasilitas telekomunikasi, penanganan air, limbah.	III	1,25
4	Struktur gedung penting (bangunan monumental, gedung sekolah dan fasilitasnya, rumah sakit, gedung pemadam kebakaran, gedung perlindungan dan komunikasi dalam kondisi darurat, pusat pembangkit energi, menara telekomunikasi, struktur station listrik, struktur penting lainya)	IV	1,50

13.9 Distribusi Beban Ekuivalen Statik / Gaya Horisontal Tingkat

Gaya geser pada persamaan 12.4) adalah gaya geser yang bekerja pada dasar bangunan. Pada dasarnya gaya ini akan sama dengan semua beban horisontal yang bekerja pada setiap massa/tingkat. Persoalan berikutnya adalah bagaimana distribusi beban horisontal di sepanjang tinggi bangunan tersebut. Untuk dapat menjawab persoalan ini tidak bisa lain justru harus melalui *prinsip murni analisis dinamik.*

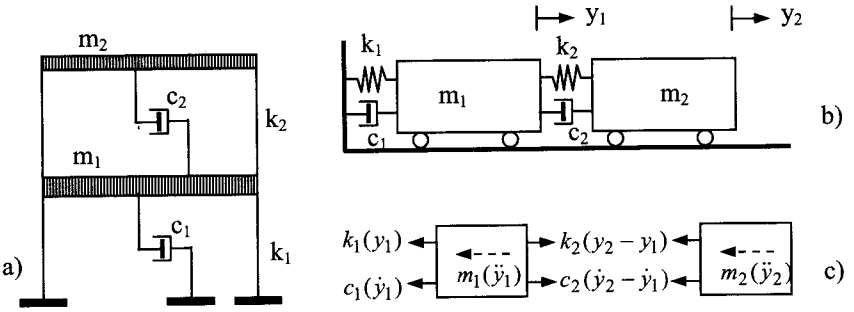
Menurut prinsip dinamik, apabila struktur derajat kebebasan tunggal (1-tingkat) yang dibebani dengan beban gempa sehingga bergoyang sebesar y, maka persamaan diferensial gerakan yang diturunkan dari keseimbangan dinamik di *free body diagram* adalah,

$$m.\ddot{y} + c.\dot{y} + k.y = -m.\ddot{y}_t \qquad 13.20)$$

Apabila (c/m) = 2.ξ.ω dan (k/m) = ω^2 maka pers.13.20) dapat ditulis menjadi,

$$\ddot{y} + 2\xi\omega\dot{y} + \omega^2 y = -\ddot{y}_t \qquad 13.21)$$

Yangmana ÿ, ý, dan y berturut-turut adalah percepatan, kecepatan dan simpangan, ξ adalah damping rasio, ω adalah frekuensi sudut dan $\ddot{y}_t$ adalah percepatan tanah.



Gambar 13.4.. Struktur dengan beban dinamik

Apabila struktur yang dibahas adalah struktur yang mempunyai derajat kebebasan banyak, misalnya struktur 2-tingkat atau lebih seperti yang tampak pada Gambar 13.4), maka pada mode ke-j, persamaan diferensial tersebut di atas akan menjadi,

$$\ddot{y}_j + 2\xi\omega\dot{y}_j + \omega^2 y_j = -\frac{L_j}{M_j}\ddot{y}_t \qquad 13.22)$$

Dengan L_j/M_j adalah faktor partisipasi mode ke-j dan,

$$L_j = m.\phi_{i,j} \qquad 13.23.a)$$

$$M_j = \phi^T{}_{i,j}.m.\phi_{i,j} \qquad 13.23.b)$$

Faktor amplitudo akibat mode ke-j (*mode displacement*) untuk setiap massa pada hakekatnya dapat dihitung dengan prinsip Duhamel Integral,

$$Z_j = \frac{L_j}{M_j}\frac{1}{\omega_j}\int_0^t \ddot{y}_t.e^{-\omega(t-\tau)}.\sin\omega_{d,j}(t-\tau)d\tau \qquad 13.24)$$

Nilai dibawah integral percepatan tanah pada pers.13.24) adalah kecepatan. Pada konsep repons spektrum, hanya nilai-nilai maksimum saja yang dipakai, sehingga nilai maksimum dibawah integral pers.13.24) adalah SV (*spectral velocity*). Dengan demikian faktor amplitudo mode ke-j dari pers.13.24) dapat ditulis menjadi,

$$Z_j = \frac{L_j}{M_j}\frac{1}{\omega_j}SV \qquad 13.25)$$

Dengan memakai prinsip dinamik pada modal analis, maka simpangan massa ke-i akibat kontribusi mode ke-j dapat dinyatakan dalam,

$$Y_i = \sum_{j=1}^{n} \phi_{i,j} . Z_j \qquad 13.26)$$

Menurut prinsip analisis struktur, gaya F adalah produk antara kekakuan dengan simpangan, dengan demikian gaya akibat kontribusi mode ke-j adalah,

$$F_j = k.Y_j = \omega^2 .m.\phi_{i,j} .Z_j \qquad 13.27)$$

Pers.13.27) adalah simpangan suatu massa tertentu akibat mode ke-j. Menurut prinsip dinamika struktur terdapat hubungan,

$$SD = \frac{SV}{\omega} = \frac{SA}{\omega^2} \qquad 13.28)$$

Dengan memperhatikan pers.13.28) maka pers.13.25) dapat ditulis menjadi,

$$Z_j = \frac{L_j}{M_j} \frac{1}{\omega_j} SV = \frac{L_j}{M_j} SD \qquad 13.29)$$

Substitusi pers.13.29) ke dalam pers.13.27) maka akan diperoleh,

$$F_j = \omega^2 .m.\phi_{i,j} .Z_j = m.\phi_{i,j} \frac{L_j}{M_j} \omega^2 SD \qquad 13.30)$$

Pers.13.30) juga dapat ditulis menjadi,

$$F_j = m.\phi_{i,j} \frac{L_j}{M_j} SA \qquad 13.31)$$

Dengan demikian jumlah gaya horisontal yang bekerja pada seluruh tingkat akan menjadi gaya geser dasar V yaitu,

$$V_j = \frac{L_j}{M_j} SA \sum_{i=1}^{m} m\phi_{i,j} \qquad 13.32)$$

Diambil rasio antara gaya horisontal F_j dengan gaya geser V_j untuk mode ke-j

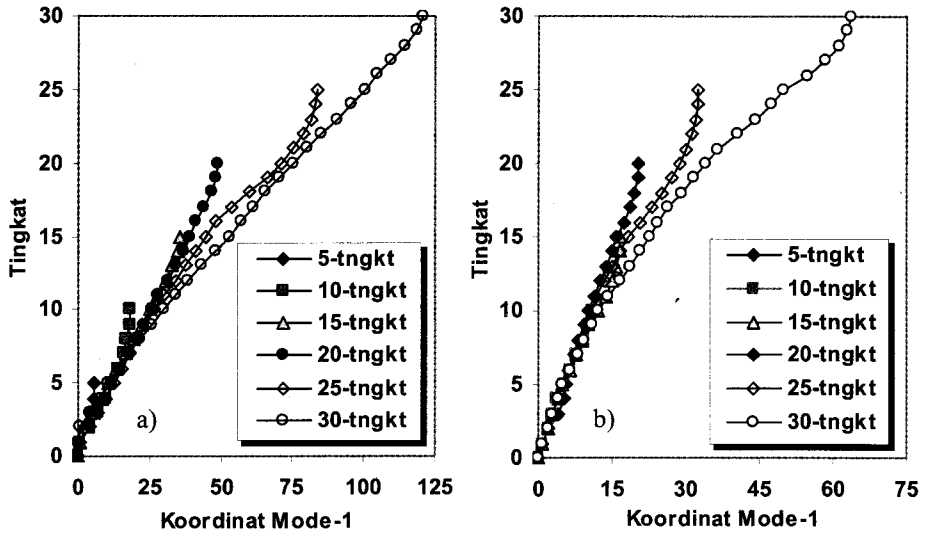
$$\frac{F_j}{V_j} = m.\phi_{i,j} \frac{L_j}{M_j} SA. \frac{M_j}{L_j} \frac{1}{SA. \sum_{i=1}^{m} m.\phi_{i,j}} = \frac{m.\phi_{i,j}}{\sum_{i=1}^{m} m.\phi_{i,j}} \qquad 13.33)$$

Pers.13.33) dapat ditulis menjadi,

$$F_j = \frac{m.\phi_{i,j}}{\sum_{i=1}^{m} m.\phi_{i,j}} V_j \qquad 13.34)$$

Pers.13.34) juga dapat ditulis dalam unit berat tingkat w, sehingga,

$$F_j = \frac{w.\phi_{i,j}}{\sum_{i=1}^{m} w.\phi_{i,j}} V_j \qquad 13.35)$$



Gambar 13.5. Pola Mode ke-1 (Kusumastuti, 2009)

Prinsip gaya horisontal ekuivalen statik adalah gaya horisontal yang hanya memperhitungkan kontribusi dari *mode* ke-1. Oleh karena itu perlu diperhatikan seperti apa pola-pola *mode* ke-1 pada bangunan bertingkat banyak. Kusumastuti (2010) meneliti tentang kontribusi mode pada respons elastik struktur beton bertulang bertingkat banyak yang pola *mode* ke-1 untuk beberapa bangunan dengan banyak tingkat yang berbeda –beda yang hasilnya adalah seperti disajikan pada Gambar 13.5). Pada Gambar 13.5.a) tersebut tampak bahwa bangun mode ke-1 cenderung mendekati linier apabila ukuran kolom sama untuk semua tingkat. Sementara itu pada Gambar 13.5.b) adalah apabila ukuran kolom lebih kecil pada tingkat-tingkat atas. Tampak bahwa kalau kolom mengecil maka efek lecut sudah tampak sejak pola koordinat *mode-shape*. Namun demikian para peneliti membuat penyederhanaan bahwa bangun *mode* ke-1 dianggap linier/lurus. Apabila demikian maka gambar *mode* ke-1 hubungannya dengan struktur bangunan adalah seperti yang tampak pada Gambar 13.6).

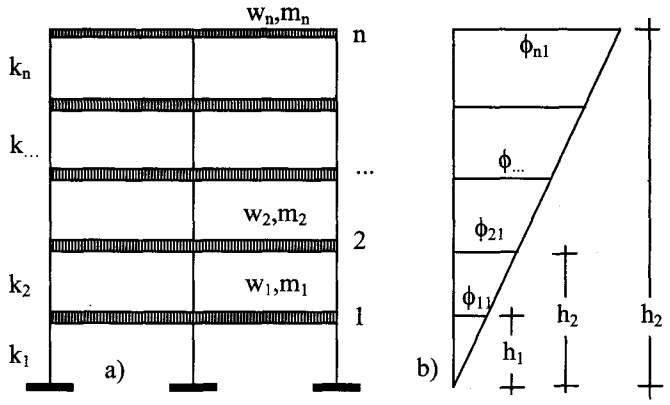
Antara berat tingkat w dan massa tingkat m adalah 2-hal yang terkait secara langsung. Apabila koordinat *mode* ke-1 massa ke-1 diberikan notasi ϕ_{11} dan koordinat *mode* ke-1 massa ke-2 adalah ϕ_{21} dan dengan memperhatikan Gambar 13.6) maka akan diperoleh hubungan,

$$\frac{\phi_{11}}{h_1} \approx \frac{\phi_{21}}{h_2} \ldots\ldots \frac{\phi_{i1}}{h_i} \ldots\ldots \frac{\phi_{n1}}{h_n} \qquad 13.36)$$

Dengan memperhatikan hubungan seperti pada pers.13.36) maka pers.13.35) dapat ditulis menjadi,

$$F_i = \frac{w_i.h_i}{\sum_{i=1}^{m} w_i.h_i} V \qquad 13.37)$$

Dengan Fi adalah gaya horizontal tingkat ke-i, w_i dan h_i berturut-turut adalah berat (termasuk beban) tingkat ke-i dan tingkat ke-i.



Gambar 13.6. Struktur bangunan dan mode ke-1.

Pers.13.37) adalah persamaan yang sering dipakai untuk menentukan gaya horisontal Ekuivalen Statik sebagai penyederhanaan dari beban dinamik gempa bumi apabila koordinat mode-1 relatif linier. Apabila *mode shape* jauh dari sifat linier yaitu pada bangunan-bangunan yang tinggi/fleksibel, maka perlu adanya modifikasi pers.13.7). Menurut TCPKGUGNG (20xx) persamaan yang lebih umum yang dapat dipakai untuk memperhitungkan kelangsingan struktur adalah,

$$F_i = \frac{w_i . h_i^{\,k}}{\sum_{i=1}^{n} w_i . h_i^{\,k}} . V \qquad 13.38)$$

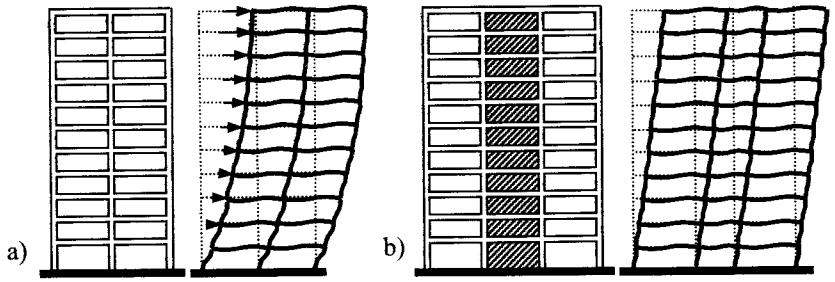
K adalah suatu koefisien yang bergnatung pada periode getar fundamental struktur. Nilai-nila k tersebut adalah,

k = 1 apabila T ≤ 0,50 dt
k = 2 apabila T≥ 2,50 dt
k merupakan nilai interpolasi linier bila 0,50 < T < 2,50 dt.

13.10 Mode Gabungan dan Pengaruh Mode ke-1

Umumnya terdapat beberapa macam struktur utama bangunan misalnya portal terbuka atau MRF (*moment resisting frame*), porta terbuka dengan pengaku/silangan, struktur dinding (*structural walls*) dan kombinasi di antaranya. Pemilihan jenis dan kombinasi struktur utama bangunan akan bergantung pada beberapa hal, misalnya tinggi bangunan resiko gempa kekuatan bahan dan sejenisnya.

Sudah disampaikan sebelumnya bahwa salah satu kelemahan portal terbuka adalah besarnya simpangan antar tingkat yang terjadi pada tingkat-tingkat bawah. Untuk mengatasi hal ini maka pemakaian struktur dinding sangat efektif. Hal ini terjadi karena adanya sifat *conflict of deflected shape* sebagaimana disajikan pada gambar 12.28). Apabila kombinasi antara dua jenis struktur utama tersebut dipakai maka *mode* gabungan antar keduanya seperti pada Gambar 13.7.b).



Gambar 12.7. Mode gabungan antara portal terbuka dengan struktur dinding.

13.11 Contoh Pemakaian

Suatu bangunan Rumah Sakit akan dibangun di Kota Padang dengan kondisi tanah sedang. Bangunan terdiri atas 8-tingkat dengan 3-bentang balok yang potongannya seperti yang tampak pada Gambar 13.8). Tinggi tingkat tipikal adalah 4,0 m dan bahan beton yang dipakai mempunyai f'c = 25 Mpa (1 Mpa = 10,2 kg/cm2). Bangunan yang direncanakan dikategorikan dengan Struktur Rangka Pemikul Momen Khusus (SRPMK).

1. Modulus Elastik Beton

$$E_c = 4700\sqrt{f'_c} = 4700\sqrt{25} = 2350\,MPa = 239700\ kg/cm^2$$

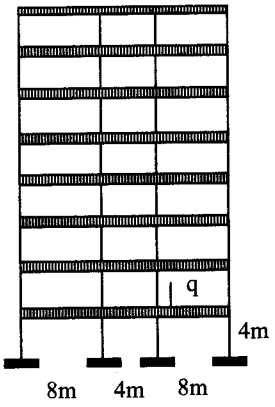
2. Momen inersia kolom

$$I_x = (1/12).50.70^3 = 1429166{,}7\ cm^4 \approx 1429167\ cm^4$$

3. Kekakuan 1-kolom tepi (dengan anggapan *shear building*),

$$K = \frac{12.E.I_c}{h^3} = \frac{12.(239700).1429167}{400^3}\ \frac{kg}{cm^2}\ \frac{cm^4}{cm^3} = 64232{,}12\ kg/cm$$

Kolom tengah dapat dihitung dengan cara yang sama. Mengingat terdapat 4-macam jenis ukuran kolom maka proses hitungan ditabelkan sebagaimana disajikan pada Tabel 13.6.



Tabel 13.5. Properti struktur

Tk	q	Kol.tepi		Kol.tngh(cm)	
	t/m	b(cm)	h(cm)	b(cm)	h(cm)
8	2,80	50	50	60	60
7	3,40	50	50	60	60
6	3,40	50	60	60	70
5	3,40	50	60	60	70
4	3,40	50	65	60	75
3	3,40	50	65	60	75
2	3,40	50	70	60	80
1	3,40	50	70	60	80

Gambar 13.8. Potongan dan gaya horisontal Ekuivalen Statik

Tabel 13.6. Hitungan kekakuan kolom

	klm.tepi		k. tengah		k.tepi	k tengah	Kekakuan kolom		Kek.kol
Jns klm	b cm	H cm	b cm	H cm	Ix cm4	Ix cm4	K.tepi kg/cm^2\	K tengah kg/cm\	total kg/cm
4	50	50	50	50	520833	1080000	23408,2	48539,2	143894,9
3	50	60	50	60	720000	1715000	32359,5	77078,5	218876,1
2	50	65	50	65	1144271	2109375	51427,8	94803,2	292462,9
1	50	70	50	70	1429167	2560000	64232,1	115056	358576,2

4. Bangunan untuk Rumah Sakit
   - Berdasarkan Tabel 13.4) bangunan Rumah Sakit mempunyai faktor keutamaan I = 1,5.
   - Berdasarkan Tabel 9, TCPKGUGNG (20xx), bangunan tipe SRPMK mempunyai nilai faktor reduksi beban R = 8
   - Bangunan berdiri di atas tanah sedang, maka menurut Gambar 9.39) pada daerah menurun, nilai Sa = 0,5575/T

4. Periode getar fundamenetal struktur T
   - Tinggi bangunan H = 32 m, dan menurut TCPKGUGNG (20xx) periode getar fundamentat T adalah,

$$T = 0{,}466.H^{0{,}9} = 0{,}0488(32)^{0{,}9} = 1{,}0544\,dt$$

5. Parameter Spektrum Respons
   - Pada bahasan respons spektrum di Butir 9.9 untuk kota Padang diperoleh S_{DS} = 0,99 sedangkan S_{D1} = 0,5575. Dengan demikian koefisien beban dinamik C_S adalah,

$$C_S = \frac{S_{DS}}{(R/I_e)} = \frac{0{,}99}{(8/1{,}5)} = 0{,}1856$$

Namun demikian nilai CS tidak perlu diambil lebih besar dari,

$$C_S = \frac{S_{D1}}{T.(R/I_e)} = \frac{0{,}5575}{1{,}0544(8/1{,}5)} = 0{,}0991$$

Tetapi nilai CS harus lebih besar dari,

$$C_S = 0{,}044.S_{DS}.I_e = 0{,}044 * 0{,}99.1{,}5 = 0{,}0653$$

Dengan demikian CS = 0,0991.

6. Gaya Geser Dasar V
   - Berat total bangunan Wt termasuk beban adalah

$$Wt = 20(2{,}8) + 7.(20).3{,}4 = 532\,ton$$
$$V = 0{,}0991.(532) = 52{,}7212\ t$$

7. Nilai k
   - Mengungat nilai periode getar fundamental 0,5 dt < T = 1,0544 dt < 2,5 dt, maka nilai k diperoleh melaluai interpolasi. Setelah dihitung nilai k = 1,2772.

8. Gaya horisontal Ekuivalen Statik

- Menurut pers.13.38) dan hasil nilai k di atas maka gaya horisonal Ekuivalen Statik dapat dihitung dengan,

$$F_i = \frac{w_i.h_i^{1,2272}}{\sum_{i=1}^{n} w_i.h_i^{1,2272}}.V$$

8. Hitungan gaya horisontal Ekuivalen Statik Fi.

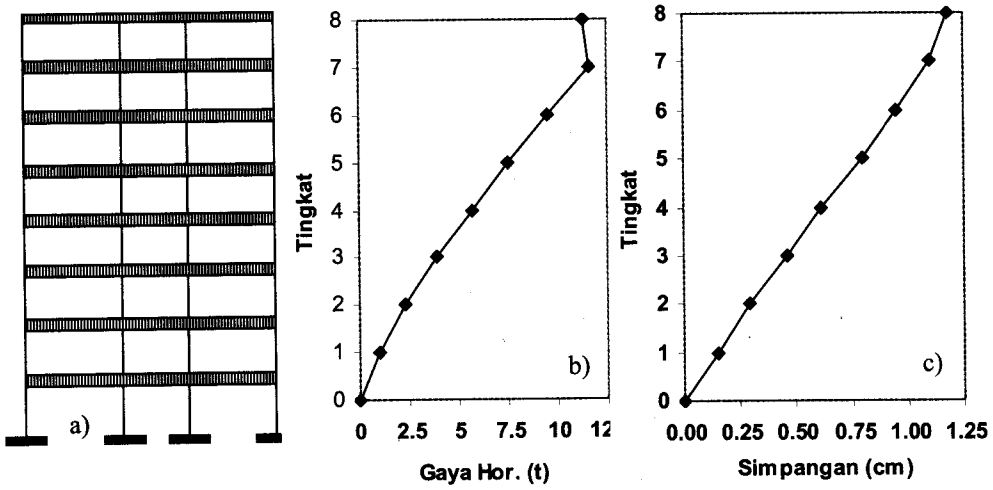
- Untuk menghitung gaya horisontal ekuivalen statik maka akan lebih mudah dihitung dengan memakai MS Excell melalui suatu tabel. Hasil hitungan tersebut adalah seperti yang disajikan pada Tabel 13.7).

Hasil gaya horisontal ekuivalen statik dan simpangan horisontal struktur kemudian disa-jikan dalam bentuk grafik seperti yang tampak pada Gambar 13.9). Gambar 13.9.b) tampak bahwa distribusi gaya horisontal ekuivalen statik agak sedikit melengkung karena ada pang-kat dalam pers.13.38). Sementara itu gaya horisontal di atas mengecil karena massa atap kecil. Sementara itu Gambar 13.9.b) adalah simpangan horisontal tiap-tiap tingkat.

9. Kontrol periode gater fundamental dengan metode Rayleigh

$$T = 6{,}8.\sqrt{\frac{\sum wi.y_i^{\,2}}{g.\sum F_i.y_i}} = 6{,}8\sqrt{\frac{311075{,}92}{980.(47051{,}14}\frac{kg.cm^2}{kg.cm}.\frac{dt^2}{cm}} = 0{,}5585dt < 1{,}0544\,dt$$

Siklus hitungan diulangi lagi untuk menentukan nilai C_S yang baru



Gambar 13.9. Gaya horisontal ekuivalen statik dan simpangan

Tabel 13.7. Proses hitungan gaya horisontal Ekuivalent Statik

Tngkt	w_i ton	H_i m	$W_i.h_i^{1.2772}$	Fi (tf)	*Storey shear*	Kek.klm K (t/cm)	d_i (cm)	y_i (cm)	$w_i.y_i^2$ kg cm^2	$F_i y_i$ *kgcm*	Ket.
8	56	32	4683.45	11.29	11.29	148.894	0.0758	1.1750	77318.19	13262.43	
7	68	28	4795.34	11.56	22.84	148.894	0.1534	1.0992	82163.20	12703.23	
6	68	24	3938.35	9.49	32.33	218.876	0.1477	0.9458	60828.23	8976.84	
5	68	20	3120.21	7.52	39.85	218.876	0.1821	0.7981	43309.85	6001.15	
4	68	16	2346.45	5.65	45.51	292.462	0.1556	0.6160	25801.27	3483.28	
3	68	12	1624.95	3.92	49.43	292.462	0.1690	0.4604	14412.06	1802.85	
2	68	8	968.13	2.33	51.76	358.576	0.1443	0.2914	5773.12	679.83	
1	68	4	399.45	0.96	52.72	358.576	0.1470	0.1470	1470.00	141.54	
0	0	0	0.00	0.00	52.72				0.00	0.00	
Wt =	532		21876.33	52.72				Jumlah	311075.92	47051.14	

Bab XIV
Likuifaksi (*Liquefaction*)

14.1 Pendahuluan

Gelombang energi yang merambat akibat gempa bumi (*earthquake waves*) umumnya dikelompokkan menjadi dua besar yaitu gelombang bodi (*body waves*) dan gelombang permukaan (*surface waves*). Gelombang bodi dibedakan lagi menjadi dua yaitu gelombang P atau *Primary wave* dan gelombang S atau *shear wave*. Sedangkan gelombang permukaan dibedakan menjadi gelombang R atau *Rayleigh wave* dan gelombang L atau *Love wave*. Para ahli seismologi menyatakan bahwa gelombang permukaan (*surface waves*) terkandung didalamnya energi yang besar yang berpengaruh terhadap percepatan tanah akibat gempa. Gelombang permukaan mempunyai efek geser yang menyebabkan permukaan tanah bergerak secara horisontal baik yang sejajar maupun yang tegak lurus dengan arah rambatan. Gelombang permukaan inilah yang paling mengakibatkan kerusakan.

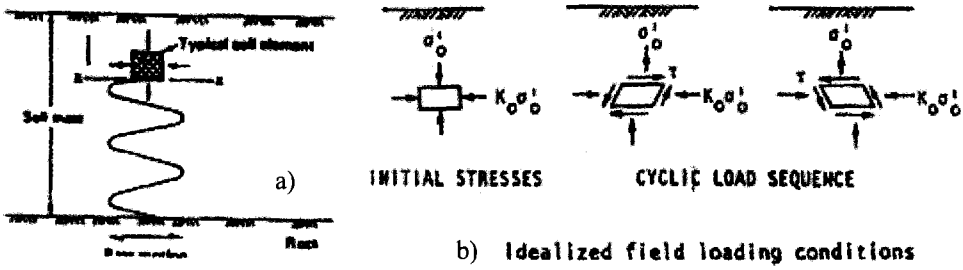
Kerusakan-kerusakan yang timbul akibat gempa bumi dapat dikatagorikan menjadi dua bagian pokok, yaitu kerusakan pada bangunan-bangunan di atas tanah dan kerusakan lingkungan phisik pada permukaan/dalam tanah itu sendiri. Kerusakan pada bangunan-bangunan di atas tanah sering mendapat pemberitaan yang lebih dominan daripada kerusakan lingkungan tanah secara phisik. Kerusakan-kerusakan tanah secara fisik tersebut misalnya adalah terjadinya penurunan tanah (*sattlement*), salju longsor/tanah longsor atau problem-problem lain pada keseimbangan lereng (*landslides and slope stability problems*), batu longsor (*rockslides*), batu jatuh (*rockfalls*) dan likuifaksi (*liquefactions*).

Banyak artikel yang telah ditulis mengenai likuifaksi, di antaranya oleh Seed dan Idriss (1979), Prakash (1981), Das (1983), Berril & Davis (1985), Andrus & Stokoe (2000), Youd & Idriss (2001), Green (2001), Cetin (2004) dll. Tulisan-tulisan tersebut menjelaskan fenomena-fenomena terjadinya likuifaksi, parameter-parameter yang berpengaruh, hasil-hasil dan prosedur test di laboratorium dan kriteria matematik secara praktis bagaimana likuifaksi itu terjadi. Apabila terjadi likuifaksi maka struktur tanah mengalami kerusakan, lapisan tanah yang mengalami likuifaksi akan menjadi bubur dan hampir tidak mempunyai daya dukung. Akibat yang terjadi adalah penurunan muka tanah, retak-retak muka tanah, keluarnya bubur pasir halus ke permukaan tanah, hilangnya *friction* tanah terhadap fondasi pancang sampai dengan tergulingnya fondasi/bangunan di atas tanah.

14.2 Perubahan Tegangan di dalam Tanah Akibat Gempa Bumi

Respons tanah umumnya ditunjukkan oleh simpangan, kecepatan, percepatan dan tegangan yang timbul di muka/lapisan/dalam tanah akibat gelombang energi gempa bumi umumnya sangat kompleks, karena selain gelombang energi datang secara tiga dimensi maka tanah endapan di mana gelombang energi lewat mungkin mempunyai respon yang tidak linear, tanah yang tidak homogen dan adanya pengaruh air tanah. Oleh karena

beberapa hal itulah maka di dalam suatu analisis selalu terdapat asumsi-asumsi yang sifatnya menyederhanakan.



Gambar 14.1. Gelombang sekunder dan efek bebanan siklik (Seed & Idriss, 1971)

Insert : Subject Mapping

Posisi bahasan pada Bab ini sudah berada pada bahasan *Earthquake Resistant Structures* yang akan memberikan pengetahuan dasar likuifaksi lapisan tanah, mulai dari metode yang sederhana sampai pada metode-metode terakhir.

PROBABILISTIC SEISMIC HAZARD ANALYSIS (PSHA)		EARTHQUAKE RESISTANT STRUCTURES	
1.General Earthquake Basis		1.Response Spectrum	
2.Seismic Sources		2. ERD Philosophy	
3.EQ Magn. & Recurrence		3.Building Configuration	
4.Ground Mot. Attenuation		4.Load Resisting Structures	
5.Site Effects		5.Earthquake Induced Load	
6. PSHA Computation		6.Likuifaksi (Liquefaction)	√

Untuk menyederhanakan permasalahan, sering sekali diambil suatu asumsi bahwa arah rambatan gelombang ini dianggap murni ke arah vertikal dengan gerakan partikel tanah ke arah horisontal sebagaimana tampak pada Gambar 14.1). Pada Gambar 14.1.a) gelombang bodi sekunder bergerak dari sumber gempa dengan arah gerakan (*wave propagation*) ke atas sedangkan gerakan partikel (*particel motion*) ke arah horisontal. Sebagaimana disebut sebelumnya gerakan golombang gempa seperti ini adalah bentuk penyederhanaan. Gerakan gelombang yang sesungguhnya belum tentu vertikal murni tetapi mempunyai sudut tertentu terhadap garis vertikal.

Gerakan gelombang ke arah vertikal tersebut akan memberikan efek geser terhadap elemen tanah, sebagaimana tampak pada Gambar 14.1.b). Elemen tanah akan berganti-ganti mengalami perubahan bentuk dan mengakibatkan tegangan geser τ dan tegangan geser γ_{ss}. Untuk mensimulasi tegangan geser dan regangan geser tanah tersebut dapat dipakai uji

siklik geser sederhana (*cyclic simple shear test*). Rasio antara tegangan geser dan regangan geser kemudian disebut modulus geser tanah G.

Pada saat tidak ada gempa bumi, maka setiap elemen yang ada di dalam tanah terdapat dua macam tekanan tanah yaitu tekanan tanah vertikal dan horisontal yang masing-masing akan menimbulkan tegangan terhadap elemen yang ditinjau. Secara 3-dimensi antara tegangan tanah vertikal efektif, σ'_{v0} dengan tegangan tanah horisontal, σ_h selalu dalam keadaan seimbang. Antara tegangan tanah vertikal efektif dan tegangan tanah horisontal sering dinyatakan dalam suatu hubungan,

$$\sigma_h = K_o.\sigma'_{vo} \qquad 14.1)$$

Dengan K_0 adalah koefisien tekanan tanah horisontal saat diam. Beberapa rumus untuk menyatakan besarnya koefisien ini telah diusulkan oleh banyak peneliti, namun rumus yang paling sederhana adalah,

$$K_o = 1 - \sin\phi \qquad 14.2)$$

Dengan ϕ adalah sudut gesek-dalam efektif dari tanah/pasir yang bersangkutan. Macam-macam nilai koefisien tegangan tanah saat diam ini dapat dibahas tersendiri di lain kesempatan.

Apabila terjadi gempa bumi maka gelombang sekunder yang mempunyai efek-geser seperti yang telah disebut di atas, tanah yang semula berbentuk elemen diam akan berubah bentuk menjadi elemen geser seperti yang terlihat pada Gambar 14.1.b). Tegangan geser akan terjadi pada elemen tersebut yang secara keseluruhan akan membentuk suatu keseimbangan baru. Beberapa test laboratorium telah dilakukan untuk mensimulasi terjadinya tegangan tersebut yang hasil dapat dilihat di beberapa tulisan.

14.3 Regangan dan Tegangan Geser Pasir Jenuh Air

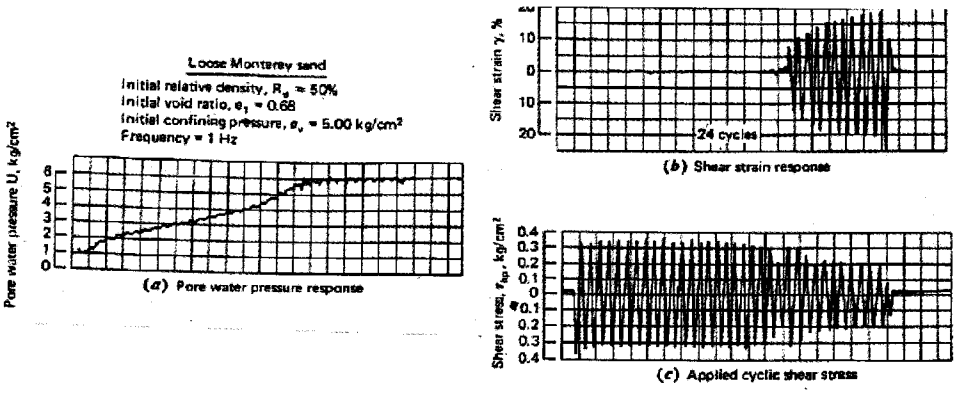
Menurut Vucetic (1992) respon parameter yang paling dominan untuk tanah jenuh air akibat beban siklik pada percobaan di laboratorium adalah distorsi/perubahan bentuk sampel tanah. Komponen distorsi yang paling utama adalah simpangan/perubahan tempat relatif antara butir-butir tanah/pasir yang selanjutnya dinyatakan dalam besaran regangan geser tanah, τ. Besarnya regangan geser tersebut umumnya dinilai sebagai yang paling berpengaruh terhadap perubahan struktur butir-butir tanah yang di antaranya adalah rusaknya *particle bonds* antar butir-butir, terjadinya slip antara dua/lebih partikel yang saling kontak dan akibat yang lebih lanjut adalah kemungkinan berkembangnya volume elemen tanah dan bervariasinya tekanan air pori.

Pada suatu nilai regangan tertentu komposisi butir-butir tanah/pasir sudah akan mengalami perubahan volume, baik menyusut maupun mengembang. Batas regangan geser yang mana volume tanah akan mengalami perubahan volume biasa disebut regangan geser batas (*threshold shear strain*). Akibat beban siklik seperti yang diakibatkan oleh getaran gempa bumi, tanah pasir yang kering akan cenderung memadat sedangkan tanah pasir yang jenuh air akan cenderung mengembang. Regangan geser batas untuk berbagai nilai indeks plastisitas disampaikan oleh Vucetic (1992). Menurut hasil Vucetic (1992) tersebut, suatu tanah pasir (indeks plastisitas kecil atau nol) relatif mudah terjadi perubahan volume daripada tanah lempung. Apabila regangan geser tanah/pasir lebih besar daripada regangan geser batas, maka tanah/pasir akan mengalami perubahan volume.

Apabila suatu unit volume/sampel tanah pasir yang jenuh air dikenai beban siklik dengan regangan geser lebih besar daripada regangan geser batas maka volume tanah pasir akan mengembang. Mengembangnya volume pada sampel pasir tersebut adalah sebagai

akibat dari naiknya tegangan air pori (*pori water pressure*) sebagaimana hasil test laboratorium yang oleh Peacock dan Seed (1968) yang disampaikan oleh Prakash (1981) pada Gambar 14.2). Pada Gambar 14.2.b) terlihat sejarah pembebanan dinamik (*dynamic loading history*), yaitu pembebanan dinamik siklik yang mendekati beban harmonik. Pembebanan atas benda uji umumnya dinyatakan dalam *deviator stress* σ_d tertentu dengan frekuensi pembebanan tertentu (maisalnya f = 2 cps). Pembebanan dilakukan dengan tegangan konstan dan umumnya disebut *stress controlle*.

Menurut penelitian tersebut, segera setelah pembebanan siklik dilakukan tegangan air pori membesar hampir secara linier sebagaimana tampak pada Gambar 14.2.a), tetapi belum terdapat kenaikan regangan geser yang berarti (lihat Gambar 14.2.b). Namun setelah siklus ke-24, regangan geser terus membesar sebagaimana tampak pada gambar.



Gambar 14.2 Hasil uji triaksial pasir lepas jenuh air (Peacock dan Seed, 1968)

Tegangan butir efektif σ_e sudah menurun sampai batas minimum dan bahkan sama dengan nol. Pada kondisi tersebut regangan geser menjadi demikian besar dan butir-butir pasir sudah tidak bersinggungan lagi, sehingga akibatnya tanah pasir sudah kehilangan daya dukungnya atau pasir sudah mengalami likuifaksi. Tegangan air pori tampak cenderung meningkat karena tidak ada drainasi (*undrained*) selama terjadinya pembebanan siklik. Kombinasi antara tegangan deviator, frekuensi pembebanan, *confining stress*, banyak siklus pembebanan, angka pori e, dan kepadatan relatif D_r (*relative density*) tanah pasir akan mempengaruhi kepadatan pasir lepas jenuh air akan mengalami likuifaksi.

Dengan hasil test laboratorium tersebut tampak bahwa dua tegangan yang perlu diperhatikan yaitu tegangan vertikal efektif σ_e' dan tegangan air pori σ_p. Tegangan air pori cenderung meningkat selama pembebanan siklik. Sampai pada taraf pembebanan tertentu maka tegangan-tegangan σ_e' dalam bentuk,

$$\sigma'_e = \sigma'_o - \sigma_p \qquad 14.3)$$

Sesuai dengan keterangan di atas dan juga pada pers.14.3), apabila tegangan butir vertical efektif σ_o' sama dengan tegangan air pori σ_p maka tegangan butir efektif σ_e menjadi nol. Dalam keadaan tersebut tanah/pasir sudah kehilangan kemampuan menahan tegangan geser dan dapat dikatakan tanah/pasir sudah kehilangan kekuatannya. Dalam kondisi seperti itu tanah/apsir sudah bersifat *viscous fluid* dan sering dinamakan peristiwa likuifaksi. Dengan demikian likuifaksi adalah sutu peristiwa yang mana tegangan air pori sudah

sedemikian besar sehingga menyamai tegangan butir efektif, akibatnya tanah/pasir sudah kehilangan kekuatan geser atau kehilangan daya dukungannya.

Berkurangnya atau hilangnya daya dukung geser/tegangan geser butir-butir pasir juga dapat diartikan sebagai transfer tegangan antar butir (*inter granular stress*) dari butir-butir pasir ke tegangan air pori (Prakash, 1981). Apabila transfer tegangan tersebut hanya terjadi sebagian, maka juga hanya akan terjadi kehilangan tegangan geser sebagian. Apabila transfer tegangan terjadi secara menyeluruh, berarti tegangan air sudah sedemikian besar sehingga peristiwa likuifaksi tidak dapat dihindarkan.

14.4 Angka pori kritik e_{cr}

Menurut Prakash (1981), Casagrande adalah seorang ahli mekanika tanah pertama yang telah berusaha menjelaskan peristiwa likuifaksi melalui suatu yang disebut *critical volid ratio,* e_{cr}. Kramer (1996) mengatakan bahwa akibat getaran yang kontinu, volume pasir padat akan cenderung mengembang (angka pori membesar) sedangkan pasir lepas akan cenderung menyusut/memadat (angka pori mengecil). Pada suatu nilai angka pori tertentu tanah pasir tidak akan mengalami perubahan volume apabila mendapat suatu getaran yang berlanjut. Angka pori pada keadaan itulah yang disebut angka pori kritik.

Casagrande menyatakan bahwa apabila angka pori suatu tanah pasir e, lebih besar daripada angka pori kritik maka volume tanah pasir akan menyusut. Apabila tidak ada drainase maka tegangan air pori akan kecenderungan meningkat. Keadaan seperti ini menurut Das (1983) akan berkecenderungan terjadi likuifaksi. Menurut Das (1983) konsep ini kadang-kadang susah dilaksanakan , karena angka pori kritik berubah-ubah menurut *confining pressure.*

14.5 Faktor-faktor yang Mempengaruhi Likuifaksi

Banyak faktor yang akan mempengaruhi terjadi atau tidaknya peristiwa likuifaksi, baik faktor-faktor yang sangat dominan maupun faktor yang kurang dominan. Di antara faktor-faktor yang cukup dominan mempengaruhi terjadinya likuifaksi adalah sebagai berikut ini.

14.5.1 Karakteristik Getaran (*Vibration Characteristics*)

Prakash (1981) menyatakan bahwa peristiwa likuifaksi dan *settlement* akan dipengaruhi oleh tipe getaran baik getaran yang harmonik atau getaran yang non-harmonik seperti getaran akibat gempa. Day (2002) mengatakan bahwa kemungkinan terjadinya likuifaksi juga dipengaruhi oleh baik percepatan tanah dan durasi gempa. Potensial likuifaksi akan semakin besar apabila percepatan tanah akibat gempa semakin besar apalagi apabila durasi getaran semakin lama. Percepatan tanah yang besar dan durasi yang lama berarti berasosiasi dengan gempa dengan magnitudo yang besar. Menurut hasil penelitian beberapa ahli dalam bidang ini, getaran yang harmonik kontinu (*steady state vibrations*) akan hanya menimbulkan terjadinya kenaikan tegangan air pori (yang akan menyebabkan likuifaksi) setelah beberapa kali beban siklik.

Lebih lanjut Prakash (1981) menyatakan bahwa keterbatasan arah pembebanan di dalam test di laboratorium juga berpengaruh terhadap hasil pemantauan peristiwa likuifaksi. Pada kenyataan pembebanan *multi-directional* dalam tiga dimensi. Pembebanan yang dibangkitkan oleh suatu *shaking table* dapat mensimulasi pembebanan tiga-dimensi dan hal tersebut akan menyebabkan peningkatan tegangan air pori lebih cepat dibanding pembebanan yang *uni-directional.* Dengan hasil seperti ini hasil-hasil test yang relatif sederhana seperti *shear test* perlu dikenakan suatu faktor koreksi. Contoh hasil percobaan geser secara siklik yang berakibat meningkatkan tegangan air pori.

14.5.2 Jenis Tanah

Jenis tanah yang dimaksud tidak hanya apakah *cohessive soil* ataupun *non-cohessive soils* tetapi juga kemungkinan adanya kandungan *fines* dan indeks plastisitas (PI). Sudah disampaikan oleh banyak peneliti bahwa potensial likuifaksi akan mudah terjadi pada *non-cohessive soil* (*non-plastic soil*). atau tanah pasir lepas dengan butir-butir halus/kecil ataupun sedikit tanah campuran dengan kandungan indeks platisitas (PI) yang kecil. Kandungan *fines* yang relatif besar akan memperbaiki gradasi butiran dan akan meningkatkan kapasitas, sehingga akan menurunkan potensi likuifaksi. Hal ini akan tampak jelas didalam analisis potensial likuifaksi yang akan dibahas lebih lanjut di depan.

14.5.3 Muka Air Tanah (*Ground Water Table*)

Kedudukan muka air tanah dipengaruhi oleh beberapa hal diantaranya adalah curah hujan, elevasi tanah dan jenis tanah. Sebagaimana disampaikan sebelumnya likuifaksi hanya akan terjadi apabila terjadi kondisi jenuh air. Suatu kawasan tanah pasir didekat bantaran hilir sungai, danau, persawahan atau ditepi laut yangmana muka air relatif tinggi akan berpotensi terjadi likuifaksi. Muka air tanah yang tinggi akan mengakibatkan lapisan atas tanah pasir yang *total overburden pressure* masih relatif kecil akan bersifat jenuh air. *Overburden pressure* yang masih relatif kecil, butir-butir pasir halus apalagi yang seragam dan ditambah kondisi jenuh air maka akan memudahkan terjadinya likuifaksi. Para ahli berpendapat bahwa kecil kemungkinan lapisan tanah di atas muka air akan mengalami likuifaksi.

14.5.4 Distribusi Diameter Butir

Hasil test laboratorium menunjukkan bahwa perilaku tanah pasir yang digetarkan akan dipengaruhi oleh distribusi diameter butir-butir. Menurut Prakash (1981) dan Day (2002) mengatakan bahwa butir-butir pasir yang halus dan seragam cenderung lebih bahaya terhadap likuifaksi dibanding dengan butir-butir yang relatif kasar. Sebaliknya distribusi butiran yang baik yangmana butir-butir yang lebih kecil (misalnya *fines*) mengisi dengan baik diantara butur-butir yang lebih besar akan mengakibatkan massa tanah pasir lebih tahan terhadap kemungkinan likuifaksi. Hal ini disebabkan bahwa butir-butir yang halus dan peningkatan tegangan air pori selama beban dinamika akan lebih mudah direduksi dibanding pada kasus butir-butir yang halus dan seragam. Apabila butir-butir yang halus dan seragam cenderung mudah terjadi likuifaksi maka sebaliknya butir-butir pasir yang besar/kasar akan relatif sulit terjadi likuifaksi.

14.5.5 Kepadatan Awal (*Initial Relative Density*)

Sebagaimana telah disampaikan sebelumnya, perilaku tanah pasir yang mendapat beban dinamika/getaran akan dipengaruhi oleh kepadatan ralatif pasir yang bersangkuktan. Dengan demikian kepadatan relatif ini dipakai sebagai kontrol terjadinya peristiwa likuifaksi.

Penurunan/*settlement* dan tegangan air pori selama terjadinya getaran akan berkurang pada tanah pasir yang relatif lebih padat. Hasil uji laboratorium menunjukkan bahwa tanah pasir yang relatif padat mempunyai modulus geser yang lebih besar dibanding dengan tanah/pasir lepas. Dengan hasil tersebut juga berarti bahwa akibat beban dinamik, tanah pasir lepas akan mengalami regangan geser dan *settlement* yang lebih besar dibanding pada tanah/pasir yang padat. Melalui alasan ini pulalah yang mengakibatkan pasir lepas dengan kepadatan relatif yang kecil akan lebih mudah terjadinya likuifaksi.

Das (1994) menyajikan hasil penelitian Lee dan Seed (1967) atas tanah pasir di sungai Sacramento (USA) tentang pengaruh kepadatan awal terhadap kemungkinan likuifaksi. Hasil penelitian menunjukkan bahwa pada tegangan deviator tertentu, tanah pasir yang mempunyai kepadatan yang lebih besar memerlukan jumlah siklus pembebanan yang lebih banyak agar terjadi likuifaksi. Lebih lanjut juga dinyatakan bahwa regangan total 20% (*double amplitude*) menunjukkan mulainya keruntuhan struktur tanah pasir (*structural failure*).

14.5.6 Drainasi dan Dimensi Deposit

Telah dikemukakan di atas bahwa pasir kasar umumnya mempunyai permeabilitas yang lebih tinggi dibanding dengan pasir halus ataupun tanah. Namun demikian apabila *deposits* pasir tersebut sangat besar, maka pada pembebanana siklik/getar kemapuan sistem drainasinya menjadi berkurang. Untuk pembebanan yang tiba-tiba dan hanya sebentar seperti pada beban gempa, maka deposit pasir ada kemungkinan untuk berperilaku seperti tidak ada drainasi (*undrained*). Pada kondisi seperti itu maka tekana air pori akibat beban siklik akan cepat menjadi signifikan. Akibat yang akan terjadi adalah bahwa proses likuifaksi akan berlangsung lebih mudah.

Menurut Prakash (1981) masih ada beberapa faktor lain yang mempengaruhi terjadinya likuifaksi yang sifatnya kurang signifikan dibandingkan dengan faktor-faktor lain di atas, misalnya cara pembentukan lapisan, adanya pembebanan awal yang kontinu, udara yang terperangkap di dalam air dan sebagainya.

14.5.7 Kemampuan Drainasi

Membahas likuifaksi jelas akan berkaitan dengan pelepasan energi gempa, jenis tanah, tanah pasir butir-butir halus, kandungan air atau tekanan air pori, kandungan *fines* dan seterusnya. Pelepasan energi oleh kejadian gempa akan menaikkan tegangan air pori tanah pasir jenuh air. Apabila terdapat sistim drainasi yang baik maka tegangan air akan dapat terkendali dan kejadian likuifaksi dapat dikurangi. Namun demikian kondisi seperti ini tidak mudah dicapai karena drainasi pada muka air tanah yang tinggi tidak mudah dilakukan apalagi terjadi pada deposit tanah pasir yang sangat besar/luas/dalam.

14.5.8 Pengaruh-pengaruh lain

Prakash (1981) dan Day (2002) menyajikan faktor-faktor lain yang dapat mempengaruhi kemungkinan terjadinya likuifaksi. Pengaruh lain yang dimaksud adalah tata-cara atau kualitas *sample* tanah pasir pada uji laboratorium. Untuk dapat mensimulasi tanah pasir sebagaimana kondisi *undisturbed state* tidaklah mudah mengingat butir-butir pasir mudah terurai. Pengaruh yang lain adalah berkaitan dengan usia/umur lapisan tanah pasir, terutama apabila dibandingkan dengan *sample* yang baru saja disiapkan (*fresh sample*). Didalam bahasan mendatang, pengaruh umur lapisan tanah pasir tersebut akan diperhitungkan didalam analisis potensial likuifaksi.

Hal lain yang akan mempengaruhi potensial likuifaksi adalah ada atau tidaknya udara yang terperangkap didalam tekanan air pori diantara butir-butir pasir. Adanya kandungan udara yang terperangkap alan mengurangi potensial likuifaksi (Prakash, 1981). Sementara itu Day (2002) menyebutkan bahwa masih ada beberapa hal yang dapat mempengaruhi likuifaksi misalnya bentuk partikel/butiran atau ada atau tidaknya beban vertikal (misalnya beban akibat berat bangunan diatasnya) ataupun adanya gunung/gundukan pair (*sand dune*). Adanya beban di atas lapisan tanah pasir akan memperbesar *confining pressure* sehingga dapa mengurangi likuifaksi.

14.6 Syarat-syarat Terjadinya Likuifaksi

Menurut Wang dan Law (1994) faktor-faktor yang mempengaruhi terjadinya likuifaksi seperti tersebut di atas, secara umum dapat dikelompokkan menjadi dua bagian pokok yaitu gaya gempa (intensitas daran arah getaran) serta kondisi tanah dan lingkungan (properti tanah, kondisi topografi, muka air tanah dsb). Berdasarkan beberapa pengalaman terjadinya likuifaksi, maka para peneliti telah mengidentifikasi persyaratan-persyaratan yang memungkinkan terjadinya likuifaksi. Persyaratan-persyaratan tersebut di antaranya adalah sebagai berikut:

14.6.1 Intensitas Gempa

Likuifaksi tidak selalu terjadi menyusul adanya gempa bumi. Pada hakekatnya terdapat suatu batas tertentu (*threshold*) yang mana likuifaksi tidak akan terjadi. Berdasarkan pengalaman likuifaksi di China, pada kondisi tanah/lingkungan yang memenuhi starat ternyata tidak terjadi likuifaksi apabila:

1. Magnitudo gempa kurang dari 5 skala richter ($M < 5$)
2. Intensitas gempa kurang dari VI ($I_{MM} <$ VI)
3. Gempa termasuk termasuk gempa-dalam (kedalaman fokus > 70 km)

14.6.2 Jarak episenter

Di samping persyaratan ukuran, intensitas dan kedalaman fokus, maka jarak episenter akan menentukan kemungkainan terjadinya likuifaksi. Lebih lanjut Wang dan Law (1994) mengatakan bahwa berdasarkan hasil pengamatan lapangan lebih dari 100 tahun dan lebih dari 100 peristiwa likuifaksi menunjukkan bahwa likuifaksi tidak akan terjadi apabila jarak episenter lebih dari:

$$R = 0{,}82\ 10^{0.862(M-5)}\ \text{km} \qquad 14.4)$$

Sebaliknya apabila jarak episenter kurang dari hasil persamaan di atas, maka likuifaksi besar kemungkinan akan terjadi.

14.6.3 Kedalaman Air Tanah Maksimum

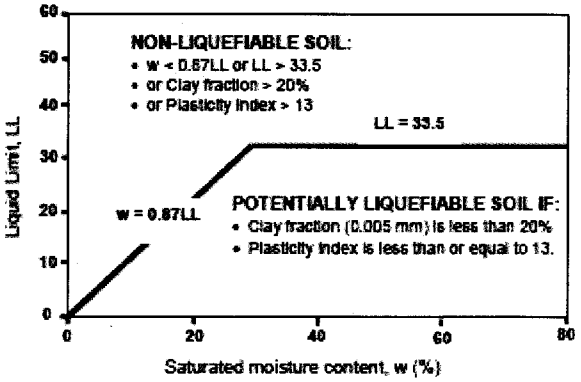
Sebagaimana disampaikan sebelumnya, peristiwa likuifaksi terjadi karena tegangan air pori yang besar. Oleh karena itu likuifaksi tidak akan terjadi apabila tidak terdapat air tanah yang memungkinkan naiknya tegangan air pori tersebut. Berdasarkan pengalaman yang telah dicatat menunjukkan bahwa likuifaksi akan terjadi apabila kedalaman air tanah kurang dari kira-kira 3,0 meter. Lebih lanjut Wang dan Law (1994) mengatakan bahwa likuifaksi tidak akan terjadi apabila kedalaman air tanah lebih dari 5,0 meter.

14.6.4 Karakteristik Butir-butir Pasir

Jenis-jenis tanah yang memungkinkan untuk terjadi likuifaksi adalah pasir jenuh air, berdiameter halus sampai agak kasar maupun tanah pasir-silt terutama apabila sistem drainasenya tidak baik. Sebagaimana tampak pada Gambar 14.3), ada beberapa kriteria yang membuat jenis-jenis tanah tersebut mengalami likuifaksi apabila (Youd dan Gilstrap,1999 dalam Day 2002; Perlea dkk,199 dalam Prakash dan Puri, 2003)

1. Diameter tengah D_{50} antara 0,02 – 1,0 mm
2. Kandungan *fines*, butir D < 0,005 mm tidak lebih dari 20%

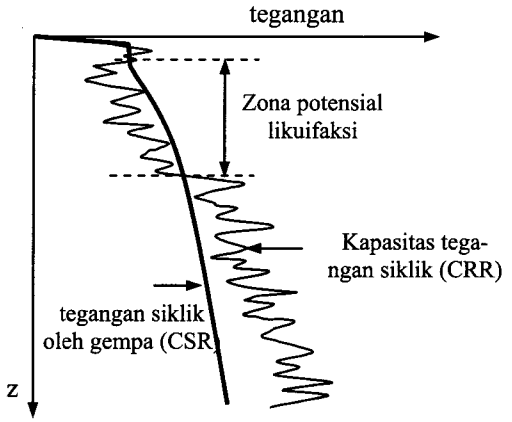
3. Koefisien keseragaman $D_{60}/D_{10} < 10$
4. Kepadatan relatif $D_r < 75\%$
5. Indeks plastisitas IP < 13%



Gambar 14.3. Kriteria likuifaksi (Perlea dkk, 1999 dalam Prakash & Puri, 2003)

14.6.5 Rentang Lapis Likuifaksi

Selain persyaratan-persyaratan di atas, maka terdapat faktor lain yang akan mempengaruhi likuifaksi, yaitu *effective overburden pressure* atau ada yang menyebut tegangan vertikal efektif σ_{ve} (*effective vertical stress*). Tegangan tanah ini dipengaruhi oleh kedalaman lapisan, semakin dalam lapisan maka semakin besar tegangan vertikal tanah. Tegangan vertikal tanah ini juga berpengaruh terhadap tegangan horisontal σ_h (*confining pressure*) tanah sebagaimana ditunjukan oleh pers.14.1). Semakin dalam lapisan tanah maka semakin besar tegangan horisontal tanah dan semakin kecil kemungkinan terjadinya likuifaksi



Gambar 14.4. Zona kedalaman potensial likuifaksi

Berdasarkan pengalaman likuifaksi yang telah terjadi di beberapa negara, maka umumnya likuifaksi terjadi pada lapisan tanah pasir lepas jenuh air yang kedalamannya kurang dari 15,0 meter. Secara teoritik lapisan ± 0,80 m di dekat permukaan tanah kadang-

kadang juga tidak terjadi likuifaksi, tetapi ikut terpengaruh lapisan di bawahnya. Zona potensial likuifaksi secara skematis disajikan pada Gambar 14.4). Likuifaksi akan terjadi apabila *Cyclic Stress Ratio* (CSR) > dari *Cyclic Resistance Ratio* (CRR). Likuifkasi umumnya tidak terjadi pada seluruh kedalaman tanah pasir tetapi pada kedalaman dan ketebalan tertentu seperti secara skematis ditunjukkan pada Gambar 14.4).

14.7 Metode-metode Evaluasi Potensial Likuifaksi

Likuifaksi pada suatu lapisan tanah pasir jenuh air dapat dievaluasi dengan memakai beberapa Metode. Metode-Metode tersebut pada prinsipnya adalah dengan membandingkan antara tegangan geser butir akibat beban gempa dengan tegangan geser-geser minimum yang akan mengakibatkan terjadinya likuifaksi. Terdapat beberapa Metode yang dapat dipakai untuk mengevaluasi potensial likuifaksi. Terdapat beberapa 3-kelompok besar dalam mengevaluasi potensi lukuifaksi yaitu :

1. Metode Deterministrik
   - a. *Stress Based Method*
     - *a.1 Simplified Method (Standar Penetration Test)*
     - *a.2 Cone Penetration Test (CPT) Based Data*
     - *a.2 Baker Penetration Test (BPT) Based Data*
   - b. *Strain Based Methods*
   - c. *Energy Based Methods*
   - d. *Stress-Strain-Based Methods*
2. Metode Probabilistik.
3. *Performance Based Liquefaction Analysis*

Metode tersebut pada hakekatnya mempunyai kelebihan dan kekurangan masing-masing. Di beberapa negara yang mempunnyai banyak pengalaman dan mempunyai data peristiwa likuifaksi kemudian menurunkan rumus-rumus empirik. Rumus-rumus empirik tersebut ada yang cukup sederhana dan ada juga yang relatif kompleks. Mengingat begitu luasnya cakupan metode analisis potensial likuifaksi, maka dalam hal ini hanya akan dibicarakan beberapa metode saja.

14.8 Tegangan Geser Menurut Metode Simplifikasi (*Simplified Method*)

Youd & Idriss (2001) mengatakan bahwa metode ini telah bertahan lama dan mendasari analisis potensial likuifaksi relatif sederhana, praktis dan mudah dipakai. Metode ini diusulkan pada tahun 1971 dan telah mengalami beberapakali modifikasi yaitu tahun 1979, 1982, 1985, 1997 dan 1997. Pernyempurnaan terhadap metode ini terus dilakukan tidak saja oleh Prof. I.M. Idriss tetaoi juga oleh para kolega, mahasiswa dan praktisi.

Metode ini ada yang menamakan *Cyclic Test Approach* karena beberapa besaran yang dipakai untuk mengevaluasi potensial likuifaksi ada yang berasal dari uji beban siklik *(dynamic triaxial test)* dan dikonfirmasikan dengan hasil observasi/pengamatan lapangan.. *Cyclic test approach* yang biasa dilakukan adalah dengan melakukan uji geser siklik sederhana *(Cyclic simple shear test).* Uji geser dan triaxial dimaksudkan untuk mensimulasi tegangan geser tanah yang terjadi di *site* saat terjadinya gempa. Hasil Uji geser siklik disajikan dalam beberapa format diantaranya adalah hubungan antara tekanan ikat *(confining pressure)* lawan tegangan geser untuk kepadatan relatif dan angka pori tertentu.

14.8.1 Tegangan Geser Tanah

Sebagaimana telah disinggung di depan bahwa tegangan geser yang timbul pada suatu elemen di dalam endapan tanah pasir akibat beban gempa adalah akibat dari rambatan gelombang bodi sekunder (*S-Waves*) dari bawah ke arah vertikal ke atas. Karena gerakan partikel tanah pasir akibat gelombang ini ke arah horisontal, maka elemen tanah akan mengalami tegangan geser dan regangan geser dan yang merupakan fungsi dari percepatan tanah.

Untuk membahas masalah ini, maka diambil suatu elemen tanah yang mempunyai tinggi h, lebar b dan tebal t seperti Gambar 14.5). Apabila elemen tanah dianggap bergerak seperti *rigid body motion*, akibat percepatan tanah $\ddot{y}_b$ yang timbul pada permukaan tanah maka gaya F dapat ditentukan dengan,

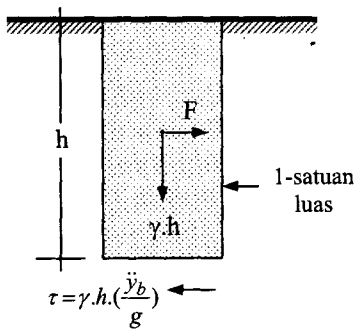
$$F = m..a = \frac{\gamma.(b.t).h}{g}\ddot{y}_b \qquad 14.5)$$

Dengan m adalah massa tanah, a = $\ddot{y}_b$ adalah percepatan tanah, γ adalah berat volume tanah dan g adalah percepatan gravitasi.

Tegangan geser yang terjadi pada dasar elemen tanah tersebut adalah,

$$\tau_r = \frac{F}{b.t} = \frac{\gamma.h}{g}\ddot{y}_b \qquad 14.6)$$

Dengan τ_r adalah tegangan geser tanah pada kondisi *rigid body motion*.



Gambar 14.5. Elemen tanah yang bergerak sebagai *rigid body motion*

Apabila diperhitungkan kondisi maksimum maka tegangan geser maksimum elemen akibat gerakan tanah/gempa/*base motion* adalah

$$\tau_{maks} = \frac{F}{b.t} = \frac{m.a}{b.t} = \frac{(\gamma.h).b.t}{g}\ddot{y}_{b,m} = \gamma.h.\frac{\ddot{y}_{b,m}}{g} \qquad 14.7)$$

Yangmana τ_{maks} adalah tegangan gser maksimum dan $\ddot{y}_{b,m}$ adalah percepatan tanah maksimum akibat gempa

Untuk setiap satuan luas maka nilai (γ.h) tidak lain adalah *total vertical overburden pressure* σ_{vo} sehingga pers.14.7) dapat ditulis menjadi,

$$\tau_{maks} = \sigma_{vo} \cdot \frac{\ddot{y}_{b,m}}{g} \qquad 14.8)$$

Pada kenyataannya tanah bukanlah suatu material yang *rigid*, tetapi merupakan material yang mampu berdeformasi secara elastik. Oleh karena itu maka tegangan geser tanah di kedalaman h menurut pers.14.7) perlu dikoreksi dengan suatu *faktor reduksi tegangan* r_d (*stress reduction factor*). Dengan demikian tegangan geser tanah yang fleksibel pada kedalaman h, adalah,

$$\tau_{d,maks} = r_d \cdot \tau_{maks} = \sigma_{vo} \frac{\ddot{y}_{b,maks}}{g} . r_d \qquad 14.9)$$

Dengan $\tau_{d,maks}$ adalah tegangan geser tanah maksimum yang mampu berdeformasi. Nilai r_d umumnya kurang dari satu. Hubungan antara r_d dengan kedalaman tanah menurut Seed (1979) adalah seperti Gambar 14.6).

14.8.2 Tegangan Geser Rata-rata Akibat Gempa

Beban gempa merupakan beban siklik sehingga tegangan geser tanah pasir akibat gempa juga berubah-ubah menurut fluktuasi percepatan tanah. Pada percepatan tanah maksimum maka akan terjadi tegangan geser maksimum dan seterusnya. Menurut hasil uji tegangan geser rata-rata τ_{av} dengan suatu hubungan,

$$\tau_{av} = 0{,}65 . \tau_{d,maks} = 0{,}65 . \sigma_{vo} \cdot \frac{\ddot{y}_{b,maks}}{g} . r_d \qquad 14.10)$$

Dengan γ adalah berat volume tanah efektif (pengaruh gaya angkat air diperhitungkan), h adalah kedalaman lapisan dan g adalah percepatan gravitasi.

Menurut Seed dan Idris (1982) tegangan geser maksimum menurut analisis riwayat waktu (*time history analysis*) akibat beban gempa dapat ditransfiormasikan menjadi ekivalen beban siklik, N_c dalam jumlah tertentu. Sedangkan menurut Prakash (1981) jumlah ekivalen beban siklik tersebut juga dipengaruhi oleh lamanya (durasi) getaran gempa. Hubungan antara ukuran gempa M dan jumlah ekivalen beban siklik N_c disajikan ileh Seed dan Idris (1982).

14.9 Analisis Potensial Likuifaksi Secara Deterministik

Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa terdapat beberapa pendekatan didalam analisis potensial likuifaksi, yaitu deterministik, probabilistik maupun penerapan prinsip *performance based*. Berikut ini hanya akan dibahas pendekatan deterministik dengan memakai beberapa metode.

14.9.1 *Standar Penetration Test* (SPT)

14.9.1.a *Stress Reduction Factor* (r_d)

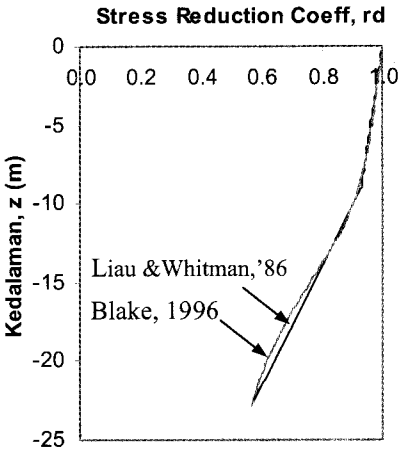
Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa analisis potential likuifaksi oleh Seed dan Idriss (1971) bermula dari asumsi gerakan *rigid body motion* massa tanah. Namun demikian tanah tidak merupakan *rigid body* tetapi lebih bersifat *flexiblė body*. Oleh karena itu terdapat koreksi tegangan tanah yang ditunjukkan oleh *stress-reduction factor* r_d. Terdapat beberapa versi rumusan *stress reduction factor* r_d namun bentuk rumusan yang paling sederhana adalah,

$$r_d = 1 - 0{,}00765.z, \qquad z < 9{,}15\ m$$
$$r_d = 1{,}174 - 0{,}0267.z, \quad 9{,}15\ m < z < 23{,}00\ m \tag{14.10}$$

Sementara itu Blake (1996) dalam Youd dan Idriss (2001) mengusulkan,

$$r_d = \frac{1 - 0{,}4113.z^{0,5} + 0{,}04052.z + 0{,}001753.z^{1,5}}{1 - 0{,}4177.z^{0,5} + 0{,}05729.z - 0{,}006205.z^{1,5} + 0{,}00121.z^2} \tag{14.11}$$

Yangmana z adalah kedalaman lapisan tanah yang ditinjau.



Gambar. 14.6. Hubungan kedalaman lapisan tanah z dengan *stress reduction factor* r_d

Perbandingan profil *stress reduction factor* rd berdasarkan pers.14.10) dan pers.14.11) adalah seperti yang disajikan pada Gambar 14.6). Tampak dalam Gambar 14.6) tersebut bahwa rumusan yang sederhana yang disajikan oleh Liao & Whitman (1986) pada pers.14.1) sudah sangat dekat dengan rumusan yang lebih general yang disajikan oleh Blake (1996) pada pers.14.11). Untuk tujuan yang praktis maka *stress reduction factor* r_d menurut Liao & Whilman (1986) lebih mudah dipakai karena lebih sederhana.

14.9.1.b Cyclic *Stress Ratio* (CSR)

Tegangan geser rata-rata τ_{av} akibat gempa bumi telah dirumuskan secara jelas sebagaimana disajikan pada pers.14.10). Apabila tegangan geser rata-rata τ_{av} dinormalisasilan dengan *effective overburden pressure* σ'_{vo} maka akan mejadi *cyclic stress ratio* CSR, atau

$$CSR = \frac{\tau_{av}}{\sigma'_{vo}} = 0{,}65.. \frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}} \frac{\ddot{y}_{b,maks}}{g} .r_d \tag{14.11}$$

Cyclic Stress Ratio CSR pada hakekatnya adalah normalisasi tegangan lapisan tanah yang diakibatkan oleh gempa bumi dengan percepatan tanah $\ddot{y}_b$. CSR untuk seterusnya akan berfungsi sebagai *stress normalization demand*. Mengingat CSR merupakan fungsi

langsung dari total *overburden pressure* σ_{vo} yang nilainya relatif kecil di lapis-lapis atas dan membesar di lapis-lapis bawah, maka kejadian likuifaksi cenderung dimulai dari lapis-lapis atas (ditempat σ_{vo} yang nilainya relatif kecil).

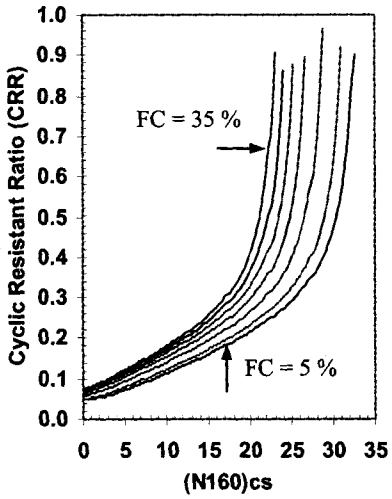
14.9.1.c *Cyclic Resistance Ratio* (CRR)

Pada uji *Standard Penetration Test* (SPT) jumlah pukulan N (*number of blow counts*) pada *split-spoon* oleh pukulan/dijatuhi *hammer* pada setiap 1-feet penurunan dijadikan suatu ukuran N-SPT terhadap kondisi tanah. N-SPT dapat dihubungan dengan beberapa hal mulai dari sudut gesek-alam ϕ, *effective overburden pressure* σ'o, kepadaran relatif Dr (*relative density*) sampai pada kecepatan gelombang geser Vs (Bellana, 2009).

Menurut Anonim (2007.b), (N1)60 adalah *penetration resistance* uji SPT yang dinormalisasi pada *overburden pressure* 1-tsf (ton per *sq feet,* ± 1,07 kg/cm^2) atau 100 kPa (1,02 kg/cm^2) akibat *free-fall hammer* dengan efisiensi energi 60 %. *Overburden* 1tsf atau 100 kPa sering ditujukan untuk maksud tekanan udara 1-atmosfir. Sementara itu $(N_1)_{60cs}$ diartikan sebagai seperti sebelumnya tetapi diekivalensikan menjadi pasir bersih (*"clean sand"*) yang umumnya mempunyai batasan *Fines Content* FC < 5 %. Menurut banyak literatur termasuk Youd dan Idriss (2001), *Cyclic Resistance Ratio* (CRR) dapat diestimasikan menjadi rumusan empirik,

$$CRR = \frac{1}{34-(N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{\left[10.(N_1)_{60cs}+45\right]} - \frac{1}{200} \qquad 14.12)$$

Pers.14.2) adalah *cyclic resistance ratio* (CRR) yang dipengaruhi oleh *fines content* FC. Apabila efek persentase *fines content* FC tersebut di plot lawan *cyclic resistance stress* CRR maka hasilnya adalah seperti yang tampak pada Gambar 14.7).



Gambar 14.7. Hubungan antara $(N_1)_{60cs}$ dengan CRR untuk beberapa nilai FC

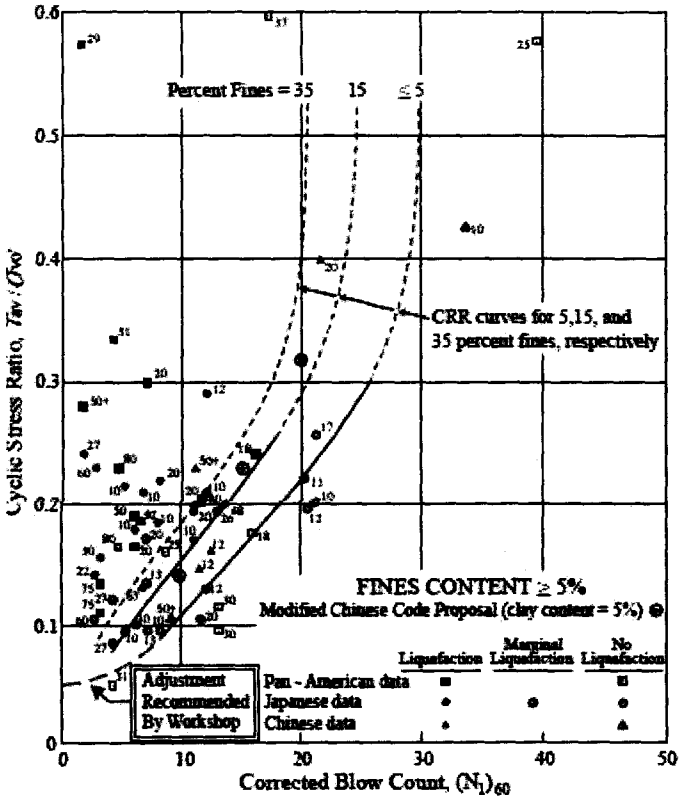
Tampak pada gambar tersebut bahwa pada nilai $(N_1)_{60cs}$ yang sama, semakin besar persentase *fines content* FC maka nilai CRR akan semakin besar. Hal ini juga berarti bahwa semakin besar FC maka kemungkinan likuifaksi akan semakin kecil. Hal seperti ini sudah

disampaikan sebelumnya, bahwa pada persentase *fines content* yang semakin besar maka *grain size distribution* semakin baik, ketahanan terhadap *pore water pressure* semakin baik dan kecenderungan likuifaksi semakin kecil.

Juga tampak pada Gambar 14.7) tersebut bahwa semakin besar nilai $(N_1)_{60cs}$ maka nilai CRR juga akan semakin besar sebelum mencapai nilai asimtotis. Sementara itu Seed dkk, 1985 menyajikan plot antara $(N_1)_{60}$ dengan CRR yang akan mengakibatkan likuifaksi disajikan pada Gambar 14.8). Tampak bahwa $(N_1)_{60}$ yang relatif kecil cenderung sangat mudah untuk terjadi likuifaksi.

14.9.1.d Faktor Koreksi *Fines Content* FC

Sebagaiman disampaikan sebelumnya bahwa dasar dari analsisi potensila likuifaksi adalah pasir bersih (*clean sands*) yangmana kandungan butiran halus (*fines*) kurang dari 5 %. Tidak selamanya kondisi lapangan dapat menunjukkan *clean sands* seperti yang dimaksud, karena kandungan butiran halus di lapangan dapat bervariasi. Oleh karena itu agar analisis potensial likuifaksi dapat dilakukan maka kandisi riil di lapangan perlu dikoreksi, di ekivalenkan pada kondisi "*clean sands*".



Gambar 14. 8. *Corrected Blow Count* (N1)60 vs. CSR (Seed at al.,1985)

Prinsip koreksi tersebut tidak hanya dilakukan pada nilai $(N_1)_{60}$-SPT tetapi juga pada uji *Cone Penetration Test* yaitu (q_{c1N})-CPT. Faktor kopreksi *Fines Content* FC tersebut adalah (Youd dan Idriss, 2001; Gutierrez dkk,2002) :

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta.(N_1)_{60} \qquad (14.13)$$

Sementara itu nilai-nilai α dan β dipengaruhi oleh persentase *fines content* FC,

$$\alpha = 0, \quad \beta = 1, \qquad FC \leq 5\% \qquad (14.14.a)$$

$$\begin{aligned} \alpha &= \exp\left[1{,}76 - \left(190/FC^2\right)\right], \\ \beta &= \left[0{,}99 - \left(FC^{1,5}/1000\right)\right], \end{aligned} \qquad \begin{aligned} &5\% < FC < 35\,\% \\ &5\% < FC < 35\% \end{aligned} \qquad (14.14.b)$$

$$\alpha = 5, \quad \beta = 1{,}2 \qquad FC \geq 35\,\% \qquad (14.14.c)$$

14.9.1.e. Faktor Koreksi untuk menjadi $(N_1)_{60}$

Notasi $(N_1)_{60}$ adalah suatu *penetration resistance* N-SPT (normalisasi *overburden pressure* 1 atm dan *efficiency energy* 60 %) adalah suatu nilai yang sudah mengalami banyak koreksi dari hasil N-SPT yang langsung diperoleh di lapangan. Youd dan Indriss (2001) dan Cetin dll.(2004) memberikan koreksi-koreksi untuk memperoleh $(N_1)_{60}$

$$(N_1)_{60} = N_m.C_N.C_E.C_B.C_R.C_S \qquad (14.15)$$

Yangmana N_m adalah N-SPT yang diperoleh dari test lapangan, C_N adalah koreksi untuk normalisasi *effective overburden pressure* σ'_{vo}, C_E adalah koreksi untuk *efficiency energy*, C_B adalah faktor koreksi untuk diamter *borehole*, CR adalah faktor korelsi untuk panjang tali (*rod length*), Cs adalah ada atau tidaknya *liner*. Nilai-nilai koreksi tersebut dapat dilihat di Youd dan Idriss (2001), Cetin dkk.(2004) dll.

14.9.1.f *Magnitude Scaling Factor* MSF

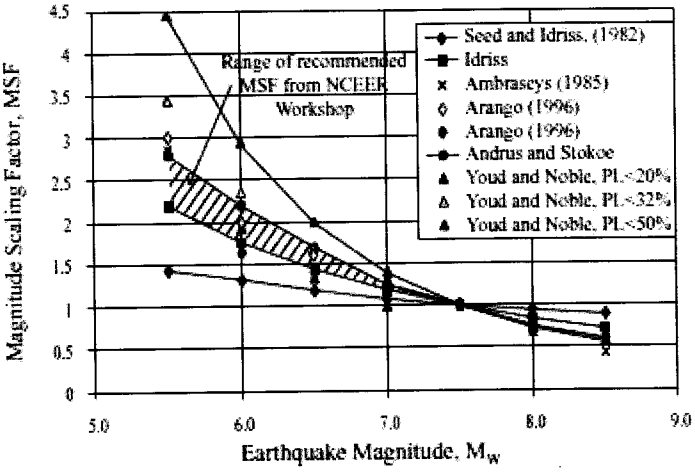
Youd dan Idriss (2001), Cetin dkk(2004) mengatakan bahwa *clean sands-based* CRR sebagaimana disajikan pada pers.14.12) atau yang disajikan pada Gambar 14.8) adalah berdasar pada gempa bumi dengan magnitudo M = 7,5. Apabila gempa yang terjadi M < 7,5 maka sebenarnya efek/dampak yang terjadi akan lebih kecil atau terhadap gempa M = 7,5 seolah-olah lapisan tanah mempunyai *resistance* yang lebih besar. Gempa dengan M = 7,5 tersebut dinyatakan sebagai gempa referensi (Youd dan Idriss, 2001;Olson dkk, 2005) sehingga diperlukan koreksi (*Magnitude Scaling Factor*, MSF) untuk gempa-gempa dengan magnitudo yang lain. Nilai-nilai MSF menurut beberapa sumber tersebut diantaranya adalah seperti yang disajikan pada pers.14.16.a) dam pers.14.16.b).

$$MSF = \left(\frac{M}{7{,}5}\right)^{-2,56} \qquad 14.16.a)$$

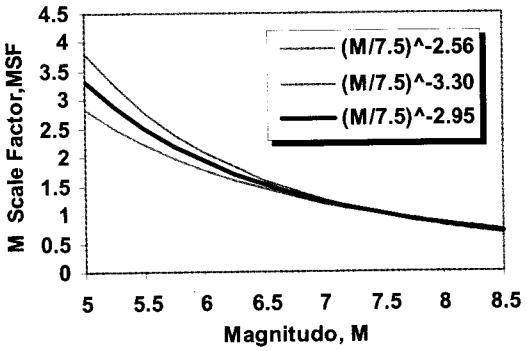
$$MSF = \left(\frac{M}{7{,}5}\right)^{-3,30} \qquad (14.16.b)$$

Pers. 14.16.a) dam pers.14.16.b) berturut-turut adalah MSF *lower bound* dan *upperbound* yang secara grafis ditunjukkan oleh Gambar 14.9). Sementara itu menurut Greem (2001), MSF average dapat ditentukan melalui,

$$MSF_{av} = \begin{cases} \left[\dfrac{MFS_{Andrus} + MSF_{idriss}}{2}\right], & for\ M \le 7{,}5 \\ MSF_{idriss} & for\ M > 7{,}5 \end{cases} \qquad 14.17)$$



Gambar 14.9. Batas atas dan bawah Magnitude Scale Factor, MSF



Gambar 14.10. *Magnitude Scaling Factor*, MSF

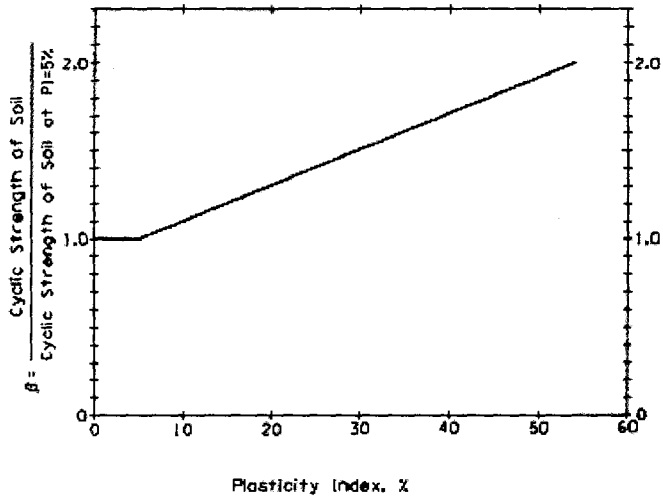
Rentang nilai MSF yang disarankan adalah seperti yang di arsir pada Gambar 14.9). Apabila diambil nilai tengah MSF dari yang disajikan pada Gambar 14.10) atau nilai tengah menurut pers.14.16.a) dan pers.14.16.b) adalah,

$$MSF = \left(\frac{M_w}{7{,}5}\right)^{-2{,}95} \qquad 14.18)$$

14.9.1.g Koreksi untuk kandungan *Plasticity Index* (PI)

Kadang-kadang tanah pasir yang ada tidak selalu dalam kondisi murni, tetapi cenderung ada kandungan kempung misalnya tanah *sandy-silt-clayed.* Tanah pasir yang mengandung lempung benderung lebih sulir untuk terjadi likuifaksi, sehingga kedadiran unsur lempung akan memper-

besar *Cysclic Resistance Ratio* (CRR) dengan suatu koefisien β. Nilai β dipengaruhi oleh indeks plastisitas sebagaimana tampak pada Gambar 14.11).



Gambar 14.11. Pengaruh Indeks Plastisitas thd *cyclic strength ratio* (Anonim,2007.b)

14.9.1.h *Factor of Safety* FS

Didalam analisis potensial likuifaksi sangat umum membandingkan antara *supply* (*resistance*) dan *demand* (*external load*) yang dinyatakan bentuk angka-aman (*Factor of Safety*, FS). Dengan demikian FS dapat ditentukan dengan,

$$FS = \left(\frac{CRR_{7,5}}{CSR}\right).MSF \qquad 14.19)$$

Apabila analisis potensoal likuifaksi dilakukan pada tanah yang > 15 m atau *high overburden pressure* maka perlu ada koreksi K_σ (Youd and Idriss, 2001; Anonim, 200_),

$$K_\sigma = \left(\frac{\sigma'_o}{P_a}\right)^{f-1} \qquad 14.20)$$

Dengan f = 0,70-0,80 untuk kepadatan relatif Dr = 40 - 60 % dan f = 0,60-0,70 untuk Dr = 60 – 80 %

Apabila terdapat faktor koreksi yang lain yaitu β, yaitu adanya lapisan tanah lempung yang mempunyai indeks plastisitas tertentu, maka *Cyclic Resistance Ratio* terkoreksi CRRc akan menjadi,

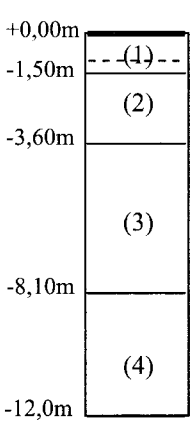
$$(CRR)c = (CRR_{7,5}).MSF.K_\sigma.\beta \qquad 14.21)$$

Factor of Safety (FS) akan menjadi,

$$FS = \frac{(CRR_{7,5})MSF.K_\sigma.\beta}{CSR} \qquad 14.22)$$

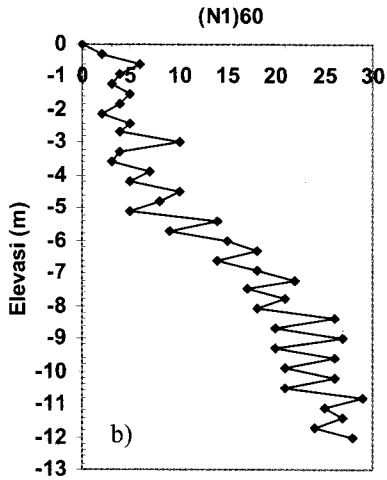
14.9.1.i Contoh Pemakaian : Lapis-lapisan tanah di Yogyakarta *misalnya* mempunyai konfigurasi endapan dan properti material seperti yang tampak pada Gambar 14.12) muka air terletak -1,2m dari muka tanah. Gempa Yogyakarta 27 Mei 2006 seandainya M_L = 6,3 (sebenarnya gempa Yogya 2006 M_L = 6,0) melanda situs yang akan dipakai sebagai bahan analisis yaitu berjarak 10 km dari episenter. Menurut Elnashai (2006) atenuasi sederhana yang cukup sesuai dengan kondisi Geologi Yogyakarta adalah Atemuasi Campbell (1989). Akan dianalisis potensial likuifaksi yang mungkin terjadi pada kedalaman -2,4 m.

- Sebagaimana disampikan sebelumnya bahwa, analisis potensial likuifaksi distandarkan atas kondisi *clean sands* (pasir bersih) atau pasir yang kandungan fines FC < 5%. Lapis pertama adalah tanah *sandy-silt-clayed* yang mempunyai FC = 20 % dan indeks plastisitas PI = 10 %. Hal-hal seperti ini harus diperhatikan.
- Data $(N_1)_{60}$ *misalnya* seperti yang disajikan pada Gambar 14.12.b) dengan kandungan *fines* seperti tampak pada tabel, dengan demikian data $(N_1)_{60}$ tersebut harus ditransfer menjadi $(N_1)_{60cs}$.



Tabel 14.1. Data tanah

Jenis Tnh	Properti Tanah		
	FC	PI	B.Vol
Sandy-silt-clayed	20%	10%	1850
Silty-sands	15%	-	1820
Sandy-silt	10%	-	1890
Sands	5 %	-	1800



Gambar 14.12. Profil tanah dan $(N_1)_{60}$

- Pada kedalaman -2,40 m dari muka tanah dengan $(N_1)_{60}$ = 5, maka CRR adalah,

$$\alpha = \exp\left[1{,}76 - \left(190/FC^2\right)\right] = \exp\left[1{,}76 - (190/20^2\right] = 3{,}615$$

$$\beta = \left[0{,}99 - \left(FC^{1{,}5}/1000\right)\right] = \left[0{,}99 - (20^2/1000\right] = 1{,}079$$

$$(N_1)_{60cs} = \alpha + \beta(N_1)_{60} = 3{,}615 + 1{,}079(5) = 7{,}739$$

$$CRR_{7,5} = \frac{1}{34 - (N_1)_{60cs}} + \frac{(N_1)_{60cs}}{135} + \frac{50}{\left[10.(N_1)_{60cs} + 45\right]} - \frac{1}{200}$$

$$= \frac{1}{34 - 7{,}739} + \frac{7{,}739}{134} + \frac{50}{\left[10.(7{,}739) + 45\right]} - \frac{1}{200} = 0{,}094$$

- *Magnitude Scaling Factor (MSF)*
  Karena M_L = 6,3, maka $M_w \approx M_L$ = 6,3. Apabila langsung digunakan pendekatan MSF rata-rata,

$$MSF = \left(\frac{M}{7,5}\right)^{-2,95} = \left(\frac{6,3}{7,5}\right)^{-2,95} = 1,673$$

- Koreksi kondisi tanah lempung
  Pada kedalaman -2,4 m, PI = 0, maka faktor koreksi untuk tanah lempung menurut Gambar 14.11) adalah ,

  $\beta = 1,00$

- Karena elevasi yang dianalisis adala -2,40 m < 15 m maka koefisien koreksi K_σ =1. Dengan demikian *Cyclic Resistance Ratio* (CRR)c terkoreksi menjadi,

$$(CRR)_c = CRR_{7,5}.MSF.K_\sigma.\beta = 0,094.(1,673).1.(1,0) = 0,157$$

- *Cyclic Stress Ratio* (CSR)
  Dipakai *cyclic stress ratio*, CSR sesuai dengan pers.14.11) dengan demikian,

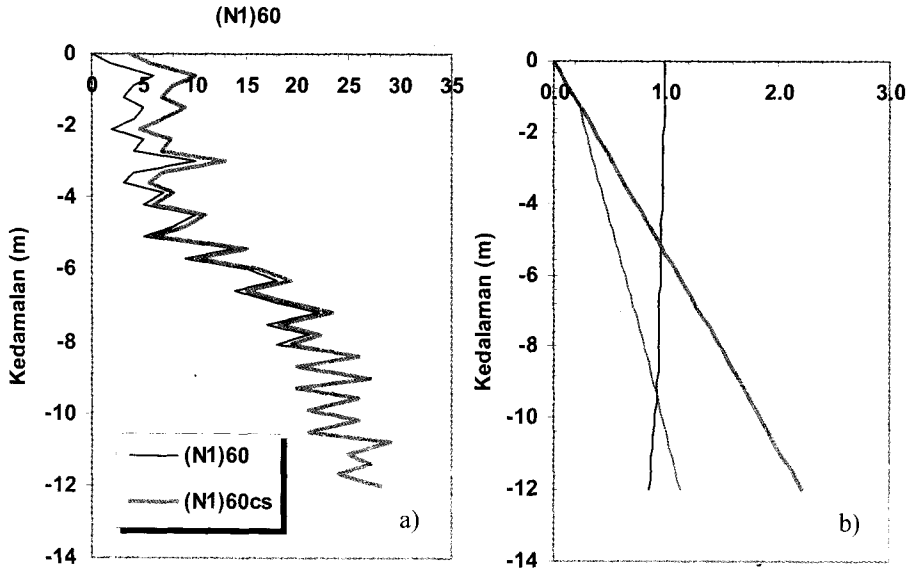
$$r_d = 1 - 0,00765.z = 1 - 0,00765(2,40) = 0,982$$

Total overburden stress σ_o pada kedalaman -2,40 m adalah,

$$\sigma_o = \left(\frac{1850.(1,5)}{100.(100)}\right) + \left(\frac{(2,4-1,5).1820}{100.(100)}\right) = 0,441\ \frac{kg}{cm^2}$$

Effetctive overburden stress σ'_o pada kedalaman -1,5 m

$$\sigma'_o = \left(\frac{1850.(1,2)}{100.(100)}\right) + \left(\frac{(1,5-1,2).(1850-1000)}{100.(100)}\right) + \left(\frac{(2,4-1,5).(1820-1000}{100.(100)}\right) = 0,321\ \frac{kg}{cm^2}$$



Gambar 14.13. Nilai $(N_1)_{60}$, $(N_1)_{60cs}$, r_d , *total* dan *effective overburden pressure*

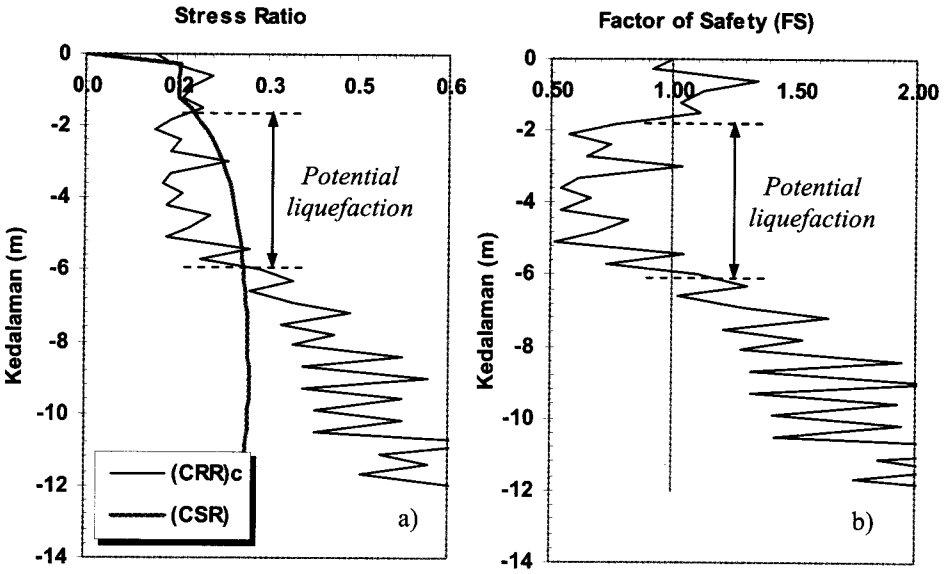
Dengan memakai atenuasi Campbell (1989), maka percepatan tanah pada jarak 10 km dari episenter dan $M_L = 6,3$ maka percepatan tanah akibat gempa, $\ddot{y}_b$ adalah,

$$\ddot{y}_b = 2,7182^{(-0,2501+0,623.(6,3)\_Ln(10+7,28)} = 0,2404.g$$

$$CSR = 0,65.r_d.\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\frac{\ddot{y}_{mkas}}{g} = 0,65.(0,982).\left(\frac{0,441}{0,321}\right).0,2404 = 0,211$$

Karena CSR = 0,211 > CRR = 0,157 maka pada kedalaman -2,40 m tersebut akan terjadi likuifaksi dengan *Factor of Safety*, FS ,

$$FS = \frac{0,157}{0,211} = 0,744$$



Gambar 14.14. Kedalaman/lokasi *potential liquefaction*

Pada Gambar 14.13.a) tampak bahwa koreksi untuk $(N_1)_{60}cs$ akan semakin kecil pada tanah yang semakin dalam hal ini salah satunya karena kandungan *Fines Content* FC dalam bahasan ini semakin kecil pada lapisan yang semakin dalam. Sementara pada gambar 14.13.b) *effective overbuden pressure* σ'_o cenderung lebih kecil daripada *total overburden pressure* σ_o, hal ini terjadi karena *hydrostatic effect.* Sementara itu apabila Gambar 14.14.a) dibandingkan dengan Gambar 14.13.a) maka nilai CRR pada lapis *sandy-silt-clayed* cenderung naik secara tajam. Hal ini terjadi karena adanya pengaruh tanah lempung yang mempunyai *cohesion*, sehingga sulit untuk terjadi likuifaksi. Hal tersebut ditunjukkan oleh adanya faktor β seperti yang tampak pada Gambar 14.11), yangmana nilai koreksi β akan semakin besar pada lempung yang indeks plastisitasnya semakin tinggi.

Gambar 14.14.b) menunjukkan *factor of safety* FS untuk keseluruhan kedalaman tanah.Tampak pada gambar tersebut bahwa likuifaksi utamanya akan terjadi pada lapisan dari -1,80 sampai dengan -5,70 m. Tebal lapisan yang berpotensi terjadi likuifaksi akan berubah-ubah bergantung pada percepatan tanah akibat gempa yang terjadi.

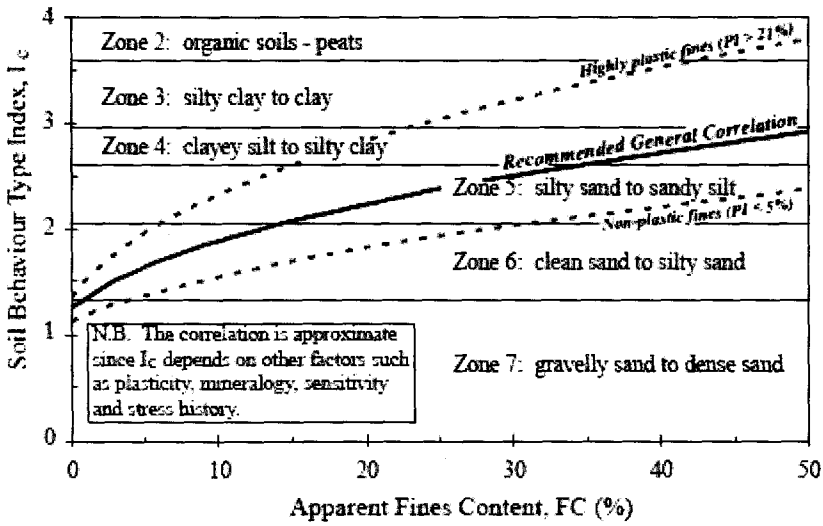
14.9.2 *Cone Penetration Test* (CPT)

14.9.2.a *Cyclic Stress Ratio* (CSR)

Sebagimana pada bahasan *Standard Penetration Test* (SPT) ancaman luar yang mengakibatkan kemungkinan terjadinya likuifaksi sama-sama berasal dari kejadian gempa bumi. Percepatan tanah akibat kejadian gempa bumi, konfigurasi dan properti fisik lapisan tanah akan berpengaruh secara langsung pada *Cyclic Stress Ratio* (CSR) sebagaimana disajikan pada pers.14.11). Normalisasi *stress demand* sebagimana disajikan pada pers.14.11) di bahasan *Standard Penetration Test* (SPT) juga berlaku pada *Cone Penetration Test* (CPT).

14.9.2.b *Cyclic Resistance Ratio* (CRR)

Di dalam bahasan *Cone Penetration Test* (CPT) untuk memperoleh nilai *cone penetration resistance* q_{1cN} perlu prosedur/jalan yang relatif panjang. Prosedur yang dimaksud tidak dibicarakan disini sehingga untuk keperluan tersebut perlu memanfaatkan informasi dari banyak sumber. Sebagaimana dibahas sebelumnya nilai *cone penetration resistance* (q_{1cN}) perlu ditransfer kedalam kondisi *normalized clean-sand cone penetration resistance* $(q_{1cN})_{cs}$.



Gambar 14.15. *Fines Content* vs. *Soil Behavior Type Index*, I_c (Robetrson &Wride, 1998)

Menurut Youd dan Idriss (2001),

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c.(q_{c1N}) \qquad 14.23)$$

Notasi (q_{c1N}) pada pers.14.23) adalah perlawanan penetrasi konus (*cone penetration resistance* yang dinormalisasikan ke tekanan 100 kPa (± 1,02 kg/cm^2 atau 1-tekanan atmosfir udara).

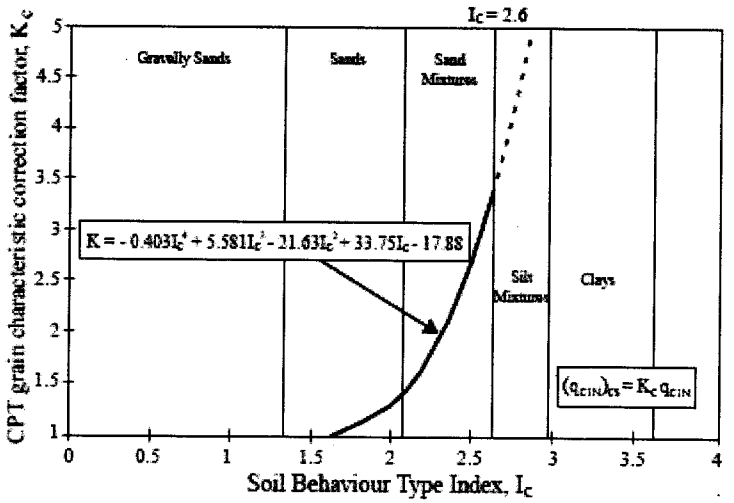
Sementara itu K_c adalah *correction factor* untuk *grain characteristics* yang dapat dihitung menurut,

$$K_c = 1, \quad untuk \quad I_c \le 1{,}64$$
$$K_c = -0{,}403.I_c^4 + 5{,}581.I_c^3 - 21.63.I_c^2 - 33.75.I_c - 17{,}88, \quad untuk \quad I_c > 1{,}64 \qquad 14.24)$$

Notasi I_c pada pers14.24) adalah *soil behavior type index*. Sementera itu Robertson & Wride (1998) dan Youd dkk (1996) menyajikan hubungan antara *fines content* FC dengan *soil behavior type index* I_c seperti yang disajikan pada Gambar 14.15). Selanjutnya Youd dan Idriss (2001) menyajikan bahwa *cyclic resistance ratio* (CRR) dapat ditentukan melalui,

$$CRR_{7,5} = 0{,}833\left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right] + 0{,}05, \quad untuk \quad (q_{c1N})_{cs} < 50 \qquad 14.25.a)$$

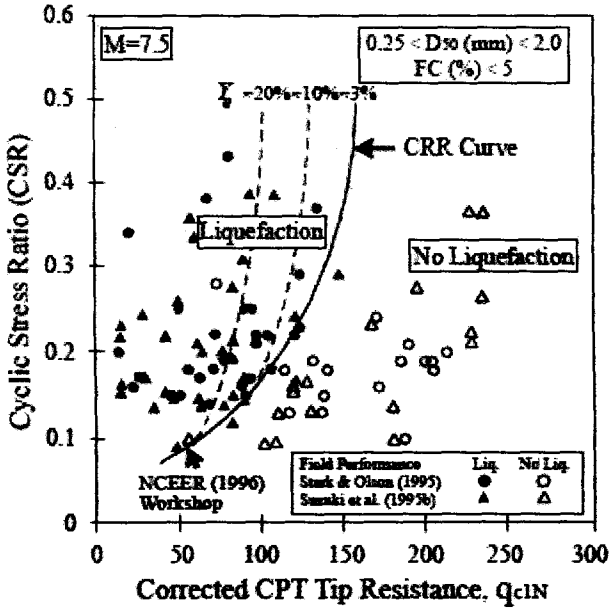
$$CRR_{7,5} = 93.\left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right]^3 + 0{,}08 \quad untuk \quad 50 < (q_{c1N}) < 160 \qquad (14.25.b)$$



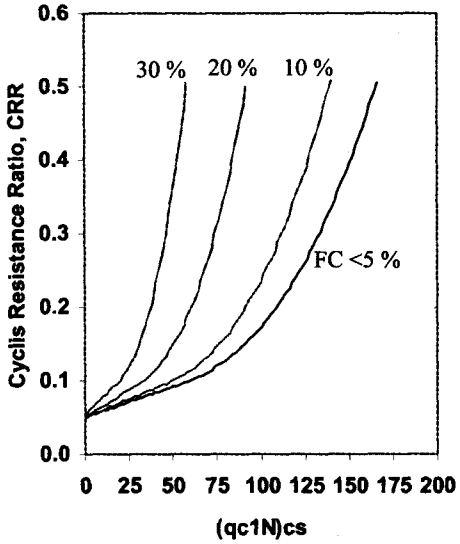
Gambar 14.16. Hubungan *corrected* (q_{1cN}) dengan CSR (Youd & Idriss,2001)

Youd dan Idriss (2001) menyajikan bagaimana *Soil Behavior Type Index*, I_c ditentukan. Namun demikian Robertson dan Wride (1998) sudah menyajikan hubungan antara *fines contents* FC dengan *soil behavior type index* Ic seperti di Gambar 14.15.), sehingga Ic dapat diperoleh secara grafis. Sementara itu representasi *grain characteristic correction factor* Kc adalah seperti yang disajikan pada Gambar 14.16.).*Cyclic Resistance Ratio* (CRR) menurut pers.14.25) secara grafis disajikan pada Gambar 14.17)

Sementara itu pengaruh *fines content* FC terhadap CRR disajikan pada Gambar 14.18.). Senada dengan bahasan sebelumnya, semakin besar nilai FC maka nilai CRR akan semakin kecil sehingga semakin mudah untuk terjadi likuifaksi. Namun demikian pada nilai q_{c1N} yang sama, semakin besar persentase *fines content* FC maka CRR akan semakin besar. Hal ini senada dengan di pemakaian SPT sebelumnya bahwa semakin besar persentase *fines content* FC, ketahanan untuk terjadinya likuifaksi akan semakin kecil dam sebaliknya.

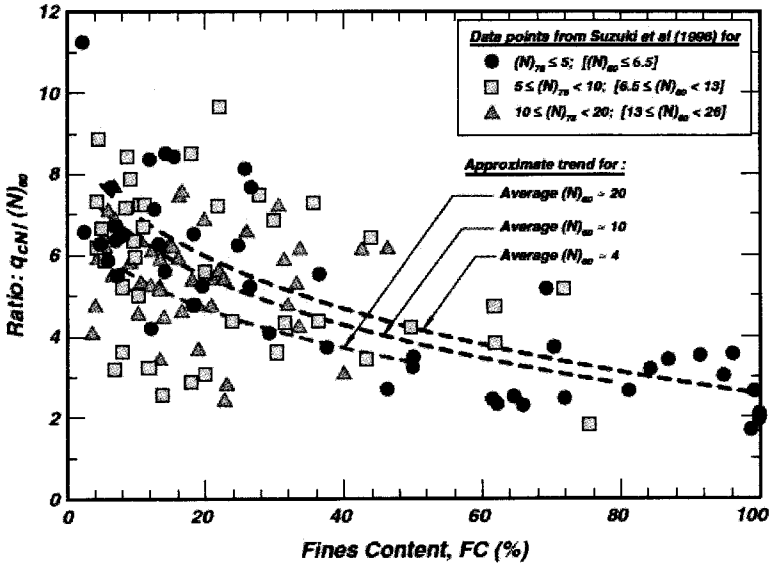


Gambar 14.17. *Soil Behavior Type Index*, Ic vs. Kc (Robetrson &Wride, 1998)



Gambar 14.18. *Cyclic Stress Ratio CSR* untuk berbagai *fine contents, FC*

Idriss san Boulanger (2007) menyajikan hubungan antara *fines content* (FC) dengan rasio $(q_{cN})/(N_1)_{60}$ sebagaimana disajikan pada Gambar 14.19). Dengan menggunakan grafik tersebut maka untuk setiap *fines content* (FC) yang ada nilai rasio segera dapat diketahui. Selanjutnya dengan data $(N_1)_{60}$ yang ada maka ekivalen (q_{cN}) dapat ditentukan.



Gambar 14.19. *Fines Content* FC vs rasio $q_{c1N}/(N_1)_{60}$ (Idriss & Boulanger,2007)

14.9.2.c Contoh pemakaian : Suatu lapisan tanah sama dengan contoh sebelumnya (Gambar 14.12). Nilai (q_{1cN}) dapat diperoleh dari nilai $(N_1)_{60}$ dengan koefisien/*ratio* R dari Gambar 14.19) atau (q_{1cN}) = R. $(N_1)_{60}$. Menurut Gambar 14.19) nilai R adalah 5,6; 6; 6,5 dan 7 berturut-turut untuk lapis 1, 2, 3 dan 4. Kegempaan yang terjadi masih sama dengan contoh yang lalu yaitu M_L = 6,3 dengan jarak episenter R = 10 km. Akan dihitung potensial likuifaksi pada kedalaman -2,4 m dengan nilai (q_{1cN}) = 6.(5) = 30 satuan atmosfir.

- Nilai *soil behavior type index, Ic*
  Pada lapis ke-1 nilai *fine contents* FC = 20 %, menurut Gambar 14.15.) maka nilai soil behavior type index Ic = 2,25

- *Grain Characteristic Correction Factor* Kc
  Grain characterictic correction factor Kc dapat dihitung dengan menggunakan pers. 14.24)

$$K_c = -0{,}403.(2{,}25)^4 + 5{,}581.(2{,}25)^3 - 21.63.(2{,}25)^2 - 33.75.(2{,}25) - 17{,}88 = 1{,}798$$

Dengan cara yang sama maka apat ditentukan nilai Ic untuk tiap-tiap lapis berikut nilai-nilai Kc yang hasilnya adalah seperti tampak pada Tabel 14.2.)

Tabel 14.2. Nilai-nilai Ic dan Kc tiap-tiap lapisan tanah

Lapis	FC	Ic	Kc	Keterangan
Lapis-1	20 %	2,25	1,798	
Lapis-2	15 %	2,10	1,455	
Lapis-3	10 %	1,90	1,198	
Lapis-4	5 %	1,63	1,000	

- *Normalized clean-sand cone penetration resistance* $(q_{1cN})_{cs}$

Normalized clean-sand cone penetration resistance $(q_{1cN})_{cs}$ pada kedalaman -2,40 m dihitung dengan menggunakan pers.14.23),

$$(q_{c1N})_{cs} = K_c.(q_{c1N}) = 1{,}455.(30) = 43{,}643 < 50$$

- *Cyclis resistance ratio* (CRR) dengan menggunakan pers.14.25.a),

$$CRR_{7,5} = 0{,}833.\left[\frac{(q_{c1N})_{cs}}{1000}\right] + 0{,}05 = 0{,}833.\left[\frac{43{,}643}{1000}\right] + 0.05 = 0{,}0863$$

- *Magnitude Scalling Factor* (MSF) dan $CSR_{7,5c}$

Apabila langsung digunakan pendekatan MSF rata-rata sebagaimana sebelumnya,

$$MSF = \left(\frac{M}{7{,}5}\right)^{-2{,}95} = \left(\frac{6{,}3}{7{,}5}\right)^{-2{,}95} = 1{,}673$$

$$CRR_{7,5c} = CSR_{7,5}.MSF = 0{,}0863.(1{,}673) = 0{,}144$$

- ***Cyclic Stress Ratio (CSR)***
- Nilai *Cyclic Stress Ratio* (CSR) dihitung dengan menggunakan persamaan seperti pada contoh sebelumnya. Pada kedalaman -2,40 m maka *total overburden stress* σ_o pada kedalaman tersebut adalah,

$$\sigma_o = \left(\frac{1850.(1{,}5)}{100.(100)}\right) + \left(\frac{(2{,}4-1{,}5).1820}{100.(100)}\right) = 0{,}441\,\frac{kg}{cm^2}$$

Effetctive overburden stress σ'_o pada kedalaman -2,40 m

$$\sigma'_o = \left(\frac{1850.(1{,}2)}{100.(100)}\right) + \left(\frac{(1{,}5-1{,}2).(1850-1000)}{100.(100)}\right) + \left(\frac{(2{,}4-1{,}5).(1820-1000}{100.(100)}\right) = 0{,}321\,\frac{kg}{cm^2}$$

Dengan memakai atenuasi Campbell (1989), maka percepatan tanah pada jarak 10 km dari episenter akibat gempa dengan $M_L = 6{,}3$ adalah,

$$\ddot{y}_b = 2{,}7182^{(-0{,}2501+0{,}623.(6{,}3)\_Ln(10+7{,}28)} = 0{,}2404.g$$

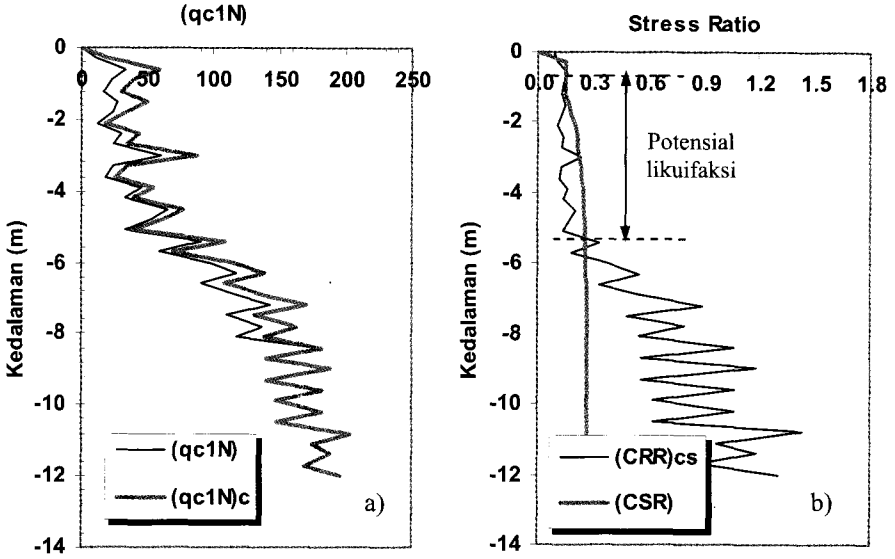
$$CSR = 0{,}65.r_d.\frac{\sigma_o}{\sigma'_o}\frac{\ddot{y}_{mkas}}{g} = 0{,}65.(0{,}989).\left(\frac{0{,}441}{0{,}321}\right).0{,}2404 = 0{,}2106$$

- **Factor of Safety (FS)**

Karena $CRR_{7,5c} = 0{,}144 < CSR = 0{,}2106$ maka pada ledalaman -2,40 m tersebut akan terjadi likuifaksi dengan *Factor of Safety*,

$$FS = \frac{0{,}144}{0{,}2106} = 0{,}686 < 1{,}0$$

Tampak pada Gambar 14.20.a) bahwa bangun profil *cone resistance* (q_{1cN}) sangat mirip dengan bangun profil *penetration resistance* $(N_1)_{60cs}$ pada Gambar 14.13.a). Sementara itu profil potensial likuifaksi pafa Gambar 14.20.) walaupun agak berbeda dengan profil potensial likuifaksi Gambar 14.14.a) tetapi ketebalan lapisan yang mempunyai potensial likuifaksi juga tampak hampir sama.



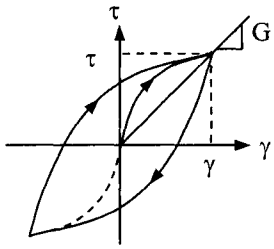
Gambar 14.20. Cone resistance (q_{c1N}) dan potensial likuifaksi

14.9.3 *Strain Based Method*

Green (2001) mengatakan bahwa *strain based liquefaction potential analysis* pada awalnya dikembangkan oleh Dobry dkk (1982). *Strain based method* ini merupakan gabungan antara *Cyclic Stress Ratio* (CSR) yang dikembangkan oleh Seed dan Idriss (1981) dengan prinsip-prinsip hubungan tegangan geser τ, regangan geser γ, dan modulus geser G.

Berdasarpada teori yang telah dibahas sebelumnya, tegangan geser rata-rata τ_{av} yang terjadi dibawah suatu prisma tanah akibat percepatan tanah $\ddot{y}_b$ dapat ditentukan dengan,

$$\tau_{av} = 0{,}65.\frac{\ddot{y}_b}{g}.\sigma_{vo}.r_d \qquad 14.26)$$



Gambar 14.21. Hubungan antara tegangan τ, regangan γ, dan modulus geser G

14.9.3.a *Shear Strain Demand*, γ

Terdapat hubungan antara tegangan geser τ, regangan geser γ, dan modulus geser G. Menurut Gambar 14.21) hubungan tegangan geser τ, regangan geser γ, dan modulus geser G tersebut adalah,

$$G = \frac{\tau}{\gamma}, \qquad \gamma = \frac{\tau}{G} \tag{14.27}$$

Dengan demikian regangan geser γ dibawah prisma tanah dapat ditentukan dengan,

$$\gamma = \frac{0{,}65.\frac{\ddot{y}_b}{g}.\sigma_{vo}.r_d}{G_{mask}\left(\frac{G}{G_{maks}}\right)} \tag{14.28}$$

Apabila regangan tanah tersebut melebihi batas tertentu maka lapisan tanah secara teoritik akan terjadi likuifaksi. Pada pers, 14.28) sesuatu yang baru yang harus ditentukan adalah nilai maksimum modulus geser G_{maks} dan rasio G/G_{maks} pada regangan heser γ tertentu.

14.9.3.b Modulus Geser Maksimum G_{maks}

Green (2001) , Olson dkk.(2004) menyatakan bahwa modulus geser maksimum G_{maks} dapat ditentukan dengan,

$$G_{\max} = 440.(N_1)_{60}{}^{1/3}.P_{a1}.\left(\frac{\sigma'_{mo}}{P_{a2}}\right)^{0,50} \tag{14.29}$$

Yangmana apabila σ'_{mo} dalam kg/cm^2 maka P_{a1}, P_{a2} adalah 1-atmosfir (± 1kg/cm^2, yaitu suatu normalisasi tekanan *overburden pressure*) dan G_{maks} mempunyai unit yang sama dengan σ'_{mo}. Sementara itu,

$$\sigma'_{mo} = \left(\frac{1+2.K_o}{3}\right).\sigma'_{vo} \tag{14.30}$$

Dan nilai K_o ditentukan dengan,

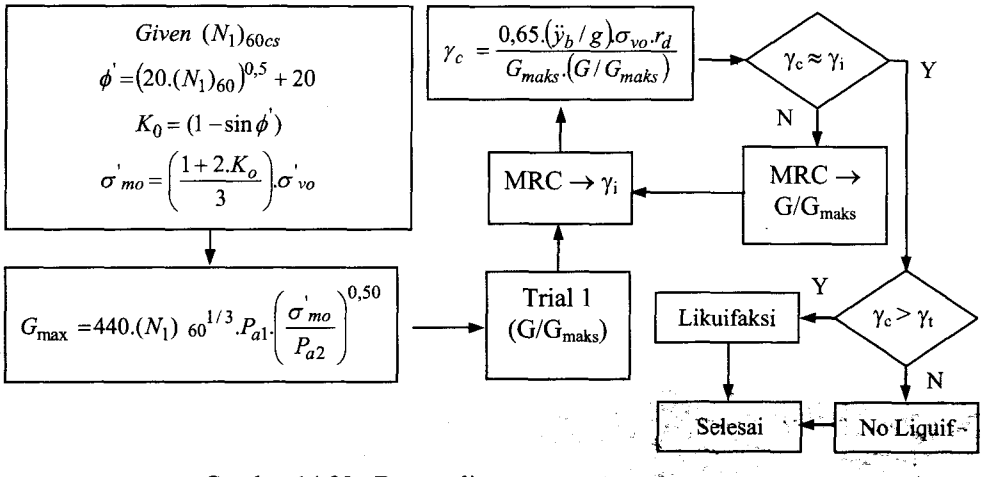
$$K_0 = (1-\sin\phi') \tag{14.31}$$

$$\phi' = (20.(N_1)_{60})^{0,5} + 20 \tag{14.32}$$

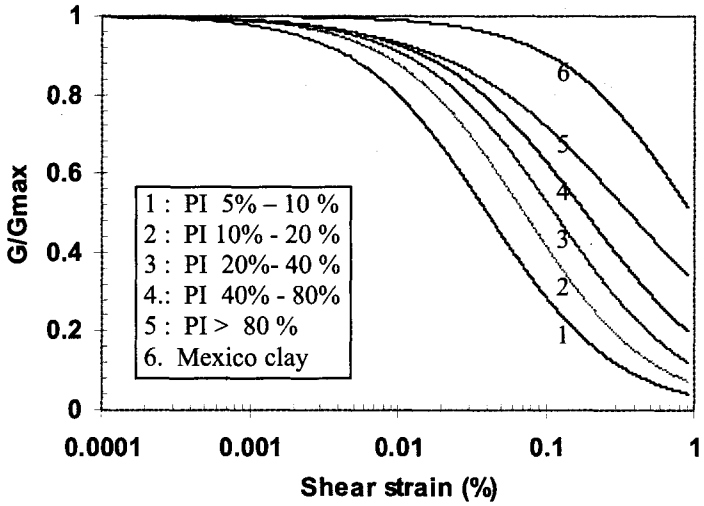
Penyelesaian persoalan tersebut diatas akan merupakan penyelesaian iterasi karena pada awalnya diasumsikan nilai (G/G_{maks}) tertentu dan kemudian di *check* apakah nilai tersebut akan kompatibel dengan regangan geser (shear strain) γ yang terjadi. Untuk itu urutan penentuan nilai regangan geser γ adalah seperti yang disajikan dalam bagan alir di Gambar 14.22.).

Untuk dapat menentukan regangan geser γ dengan cara iterasi maka harus diketahui terlebih dahulu hubungan matematis antara tegangan geser τ, regangan geser γ, dan modulus geser G untuk setiap nilai indeks plastisitas PI tanah. Sebagaimana disajikan pada Tabel 7.5, nilai *shear modulus* G sangat dipengaruhi oleh *shear strain* γ, *confining presssure* σ_o dan *void ratio* e, untuk tanah pasir dan ditambah dengan indeks plastisitas PI untuk tanah lempung.

Untuk menentukan potensial likuifaksi maka nilai *shear modulus* G harus ditentukan dengan mempertimbangkan faktor-faktor tersebut di atas. Apabila dikehendaki presisi yang tinggi hal ini tidak mudah apalagi untuk c-ϕ *soils*. Oleh karena itu berikut ini hanya suatu contoh sehingga nilai *shear modulus* G ditentukan dengan asumsi/anggapan *confining pressure* nilainya tetap sedangkan indeks plastisitas dan *shear strain* sebagai variabel.



Gambar 14.22. Bagan alir penentuan regangan geser γ



Gambar 14.23. *Shear Modulus Ratio* (G/G_{max}) *Reduction Curve*

Berdasar hal yang disampaikan di atas, Widodo (1993) telah membuat formulasi empirik *shear modulus ratio reduction cuve* untuk berbagai nilai PI mereplikasi *shear modulus reduction curve* oleh Vucetic dan Dobry (1991) dan Sun dkk.(1988) dengan rumusan ,

$$\frac{G}{G_{max}} = \frac{1}{1+\alpha\left(\frac{\gamma^{\alpha}}{\beta}\right)} \qquad 14.33)$$

yangmana γ adalah *soil-shear strain* dalam %, α dan β adalah koefisien yang bergantung pada indeks plastisitas tanah. Nilai-nilai α dan β tersebut adalah seperti yang disajikan pada Tabel 14.3.

Hasil dari replikasi tersebuit disajikan pada Gambar 14.23) Tampak pada gambar tersebut bahwa *shear modulus ratio reduction curve* mereplikasi cukup baik *shear modulus*

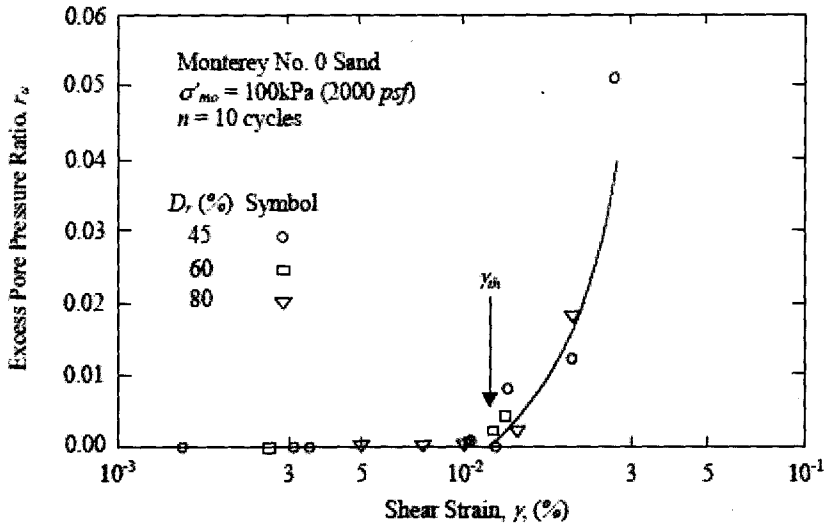
reduction curve oleh Vucetic dan Dobry (1991) maupun Sun dkk.(1988) sebagaimana tampak pada Gambar 7.37) dan Gambar 7.38).

Tabel 14.3. Nilai α dan β pada pers. 14.3.

No.	Indeks Plastisitas PI (%)	Nilai α	Nilai β	Keterangan
1	5 - 10	1,00	0,04	
2	10 - 20	1,00	0,07	
3	20 - 40	0,95	0,12	
4	40 -80	0,87	0,20	
5	> 80	0,73	0,35	
6	Mexico clay	0,99	0,95	

14.9.3.c Str*ain Capacity*

Menurut Anonim (2001) *strain capacity* dari tanah menurut metode ini dikuantifikasikan dalam bentuk regangan geser batas γ_{th} (*threshold shear strain*). Pada regangan batas tersebut butir-butir tanah pasir sudah mulai bergeser/*sliding*. Menurut hasil penelitian Dobry et al.(1982) regangan batas pada kondisi tersebut berkisar antara 0,1 % atau seperti yang disajikan pada Gambar 14.24).



Gambar 14.24. Threshold shear strain, γ_{th} (Dobry et al., 1982)

14.9.3.d Contoh Pemakaian : Misalnya dipandang suatu lapisan kedalaman -2,40 m yang mempunyai nilai $(N_1)_{60} = 5$. Pada kedalaman tersebut fine content FC = 15 %. Dengan nilai tersebut maka,

$$\phi' = [20.(N_1)_{60}]^{0.5} + 20 = (20.(5))^{0,5} + 20 = 30^o$$

$$K_o = (1 - \sin\phi') = (1 - \sin(31,8322^o)) = 1 - 0,50 = 0,50$$

$$\sigma'_o = \left(\frac{1850.(1,2)}{100.(100)}\right) + \left(\frac{(1,5-1,2).(1850-1000)}{100.(100)}\right) + \left(\frac{(2,4-1,5).(1820-1000}{100.(100)}\right) = 0,321\,\frac{kg}{cm^2}$$

$$\sigma'_{mo} = \left(\frac{1+2.(0,50)}{3}\right).0,321 = 0,2142\ kg/cm^2$$

Dianggap P_{a1} dan P_{a2} sudah sesuai dengan tekanan atmosfir 1kg/cm^2 atau ± 100 kPa. Dengan demikian,

$$G_{\max} = 440.(N_1)_{60}{}^{1/3}.P_{a1}.\left(\frac{\sigma'_{mo}}{P_{a2}}\right)^{0,50} = 440.(5)^{1/3}\left(\frac{0,2142}{1}\right)^{0,5}$$

$$= 348,03\ kg/cm^2$$

Sesuai dengan Gambar 14.22) maka proses selanjutnya adalah *trial and error*. Sesuai dengan contoh sebelumnya pada jarak 10 km dari episenter percepatan tanah adalah 0,2404 g. Trial pertama diasumsikan (G/Gmaks) = 0,50 maka regangan geser γ akan menjadi,

$$\gamma_c = \frac{0,65.(\ddot{y}_b/g).\sigma_{vo}.r_d}{G_{maks}.(G/G_{maks})} = \frac{0,65.(0,2404).0,441.(0,982)}{348,07.(0.5)} = 0,000388 = 0,0388\%$$

Tidak relatif mudah mencari *shear modulus reduction curve* yang sangat sesuai dengan kondisi tanah setempat. Lapisan tanah yang ada adalah *sandy-silt*, apabila tanah yang diamaksud dianggap sebagai tanah yang mempunyai indeks plastisitas PI kecil maka pers.14.33) dapat dipakai. Pada regangan geser 0,0388 % maka (G/G_{maks}) menurut persamaan tersebut adalah,

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1+\alpha\left(\frac{\gamma^{\alpha}}{\beta}\right)} = \frac{1}{1+1.\left(\frac{0,0388^1}{0,04}\right)} = 0,5071 \neq 0,50$$

Oleh karena itu trial diulangi lagi atau dengan melakukan iaterasi. Setelah dicoba beberapa kali maka (G/G_{maks}) = 0,5139, sehingga,

$$\gamma_c = \frac{0,65.(\ddot{y}_b/g).\sigma_{vo}.r_d}{G_{maks}.(G/G_{maks})} = \frac{0,65.(0,2404).0,441.(0,982)}{348,03.(0.5139)} = 0,000378 = 0,0378\%$$

Dan,

$$\frac{G}{G_{\max}} = \frac{1}{1+\alpha\left(\frac{\gamma^{\alpha}}{\beta}\right)} = \frac{1}{1+1.\left(\frac{0,0378^1}{0,04}\right)} = 0,51393 \approx 0,5139$$

Dengan memperhatikan *threshold shear strain* pada Gambar 14.22) maka regangan geser yang terjadi γ = 0,0378 % > γ_{th} = 0,01 % dan dapat disimpulkan bahwa pada kedalaman -2,40 m tersebut akan terjadi likuifaksi. Hasil ini juga sesuai dengan contoh sebelumnya yang menggunakan *stress based method*.

14.9.4 *Energy-Based Potential Liquifaction Analysis*

Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa *stress-based liquefaction analysis* dirintis oleh Seed dan Idriss (1971). Metode tersebut kemudian dikembangkan, disempurnakan sampai sekarang. Green (2001) mengatakan bahwa *energy-based liquefaction analysis* merupakan suatu evolusi sekaligus inovasi didalam analisis likuifaksi yang pada awalnya di mulai oleh Nemat-Nasser dan Shokooh (1979).

Banyak formulasi *energy-based liquefaction analysis* yang dikembangkan oleh para peneliti. Adalah Davis dan Berrill (1982) dari University of Canterbury, Cristchurch New Zealand yang mengawali mengusulkan *energy-demand* dan *capacity.* Metode yang pertama kemudian disempurnakan oleh Berrill dan Davis (1985).

14.9.4.a Davis dan Berrill (1982)

Menurut Green (2001), Davis dan Berrill (1982) memulai mengenalkan metode ini dengan 3 asumsi yaitu :1) energi gempa merambat dan beratenuasi proporsional dengan $1/r^2$ yangmana r adalah jarak; b) kenaikan tekanan air pori merupakan fungsi linier dari disipasi energi dan 3) disipasi energi didalam tanah akibat *material damping* merupakan proporsional dengan $1/(\sigma'_{vo})^{0,5}$. Menurut Davis dan Berrill (1982), *demand* yang dimaksud dapat ditentukan dengan,

$$Dmd = \left[\frac{r^2.\sigma'^{\,1,5}_{vo}}{10^{1,5.M}}\right]^{-1} \qquad 14.34)$$

Yangmana r adalah jarak dari pelepasan energi sampai situs dalam meter, σ'_{vo} adalah *initial effective overburden pressure* pada kedalaman z dalam kPa dan M adalah magnitudo gempa

Sementara itu untuk menentukan *capacity* didasarkan atas *corrected* N_1-SPT *value* tanpa adanya *energy-correction* maupun *fines content* FC *correction. Capacity* yang dimaksud adalah,

$$Cap = \left[\frac{450}{N_1^{\,2}}\right]^{-1} \qquad 14.35)$$

14.9.4.b Berrill dan Davis (1985)

Green (2001) lebih lanjut mengatakan bahwa Berrill dan Davis (1985) memperbaiki asumsi-asumsi yang paernah dipakai pada Davis dan Berrill (1982). Perbaikan asumsi yang dimaksud adalah bahwa : 1) tekanan air pori proporsional dengan akar dari disipasi energi; 2) adanya tambahan atenuasi-inelastik atas energi gempa yang merambat dari sumber ke situs. *Demand* yang mengalami perbaharuan menjadi,

$$Dmd = \left[\frac{r^2.\sigma'^{\,1,5}_{vo}}{A.10^{1,5.M}}\right]^{-0,50} \qquad 14.36.)$$

Yangmana A adalah *material attenuation factor* yang dapat ditentukan dengan,

$$A = \frac{4}{\pi}\int_0^{\infty} x^2.F^2(x).e^{-a.x}\,dx \qquad 14.37)$$

Dengan catatan,

$$F(x) = \frac{1}{\left(1+x^2\right)} \qquad 14.38)$$

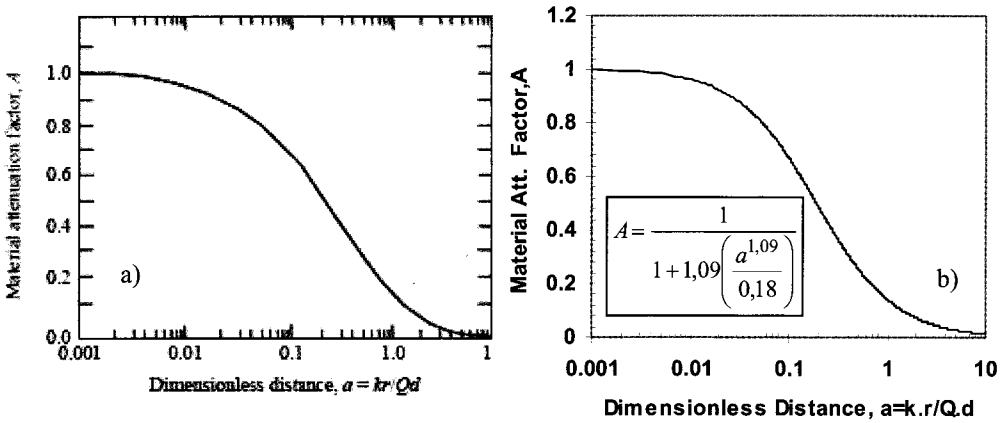
Dan,

$$a = \frac{k.r}{Q.d} \qquad 14.39)$$

Yangmana a adalah *dimensionless distance* yang dapat dihitung melalui, d mempunyai dimensi yangsama dengan r dan k adalah *dimensionless constant* yang bergantung pada *source model* (k = 2,8), Q adalah *quality factor function* atas material attenuation (Q = 280),

$$d = 1{,}14.10^{-3}.\exp(1{,}35.M) \qquad 14.40)$$

Berrill dan Davis (1985) memberikan hubungan secara grafis anntara *dimensionless distance* a dengan *material attenuation factor* A sebagaimana yang tampak pada Gambar 14.25).



Gambar 14.25. Material attenuation factor dan replikasi

Sebagaimana cara sebelumnya, untuk memudahkan menghitung *material attenuation factor* A sebagaimana yang tampak pada Gambar 14.25.a) kemudian direplikasi secara matematis melalui hubungan,

$$A = \frac{1}{1 + 1{,}09\left(\frac{a^{1{,}09}}{0{,}18}\right)} \qquad 14.41)$$

Hasil replikasi disajikan pada Gambar 14.25.b). Tampak pada gambar tersebut bahwa replikasi *material attenuation factor* A cukup dekat dengan kurva aslinya (Gambar 14.25.a).

Sementara itu pada Berrill dan Davis (1985) terdapat perubahan *Capacity* dibanding dengan pada Davis dan Berrill (1982). Menurut Barrill dan Davis (1985) *capacity* dapat ditentukan dengan,

$$Cap = \left[\frac{120}{(N_1)_{60}{}^{1{,}5}}\right]^{-1} \qquad 14.42)$$

14.9.4.c Contoh Pemakaian : Akan dianalisis potensial likuifaksi lapisan tanah seperti pada Contoh sebelumnya. Bahasan pada contoh ini diambil lapisan dengan kedalaman -2,40 m dari muka tanah. Menurut data sebelumnya pada kedalaman tersebut mempunyai *penetration resistance* $(N_1)_{60} = 5$. Tempat yang dianalisis sama dengan contoh sebelumnya yaitu r = 10 km dari episenter akibat gempa $M_L = 6$.

a. Berdasarkan Davis dan Berrill (1982)

- Effective Overburden Pressure σ'_{vo}

$$\sigma'_o = \left(\frac{1850.(1,2)}{100.(100)}\right) + \left(\frac{(1,5-1,2).(1850-1000)}{100.(100)}\right) + \left(\frac{(2,4-1,5).(1820-1000}{100.(100)}\right) = 0,3213 \ \frac{kg}{cm^2}$$

- ***Demand***

Demand yang dimaksud dapat ditentukan dengan menggunakan pers,14.34)

$$Dmd = \left[\frac{r^2.\sigma'^{1,5}_{vo}}{10^{1,5.M}}\right]^{-1} = \left[\frac{(10000)^2.(98.(0.3213))^{1,5}}{10^{(1,5).6,.3}}\right]^{-1} = 0,1595$$

- ***Capacity***

Sementara itu *capacity* ditentukan dengan menggunakan pers.14.35) tau,

$$Cap = \left[\frac{450}{N_1^{\,2}}\right]^{-1} = \left[\frac{450}{5^2}\right]^{-1} = 0,0556$$

Berdasar pada hasil tersebut maka *Demand* = 0,1595 > *Capacity* = 0,0556 maka pada kedalaman -2,4 tersebut lapisan tanah akan mengalami likuifaksi dan hal ini sesuai dengan contoh sebelumnya.

b. Berdasarkan Berrill dan Davis (1985)

Apabila berdasarkan Berrill dan Davis (1985) maka

$$d = 1,14.10^{-3}.\exp(1,35.M) = 0,00114.(2,7182^{1,5.(6,3)} = 5,6295 \ km$$

$$a = \frac{k.r}{Q.d} = \frac{2,8.(10)}{280.(5,6295)} = 0,0178$$

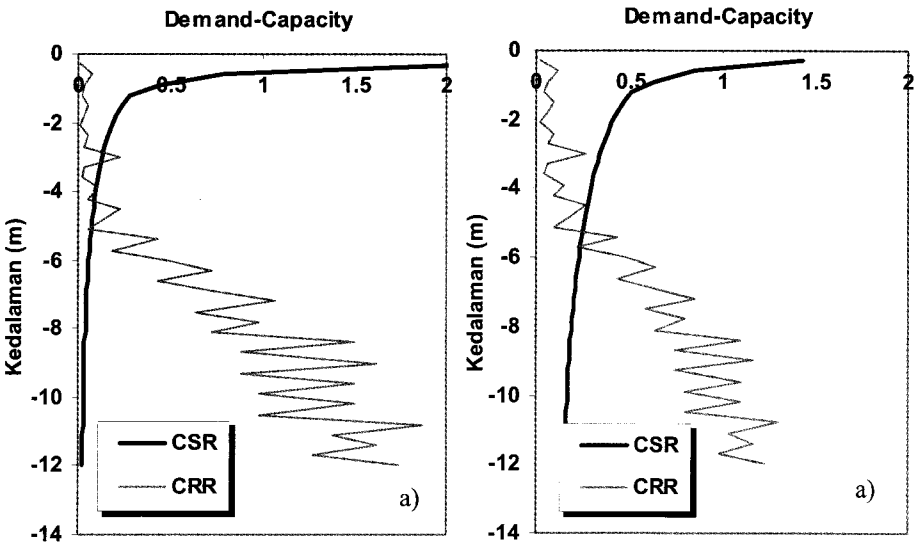
- ***Material Attenuation Factor,* A**

Material attenuation factor A dapat ditentukan dengan cara analitik, grafis maupun dengan rumus pendekatan. Apabila rumus pendekatan seperti pada pers.14.41) dipakai maka,

$$A = \frac{1}{1+1,09\left(\frac{a^{1,09}}{0,18}\right)} = \frac{1}{1+1,09.\left(\frac{0,0178^{1,09}}{0,18}\right)} = 0,9304$$

- ***Demand***

$$Dmd = \left[\frac{r^2.\sigma'^{1,5}_{vo}}{A.10^{1,5.M}}\right]^{-0,5} = \left[\frac{(10000)^2.(98.(0.3213))^{1,5}}{(0,9304).10^{(1,5).6,.3}}\right]^{-0,5} = 0,385$$



Gambar 14.26. Likuifaksi menurut Davis dan Berrill (1982) dan Berrill dan Davis (1985)

- ***Capacity***

$$Cap = \left[\frac{120}{(N_1)_{60}^{1,5}}\right]^{-1} = \left[\frac{120}{5^{1,5}}\right]^{-1} = 0,0932$$

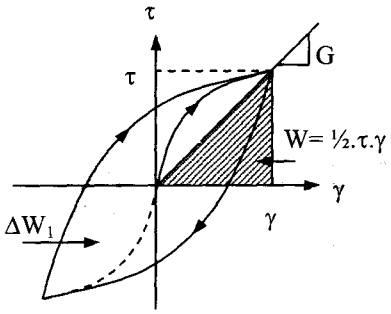
Berdasarkan hasil tersebut maka lapisan -2,40 m dari muka tanah akan terjadi likuifaksi karena *Demand* = 0,385 > *Capacity* = 0,0932. Hasil-hasil tersebut sesuai dengan hasil-hasil sebelumnya. Apabila hitungan potensial likuifaksi diteruskan untuk keseluruh kedalaman tanah maka hasilnya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 14.26). Tampak bahwa profil lapisan yang kemungkinan terjadi likuifaksi berbeda dengan hasil-hasil sebelumnya, hanya batas kedalaman ± - 6,0m adalah batas kedalaman maksimum yang terjadi likuifaksi senada dengan hasil-hasil sebelumnya.

Masih ada beberapa konsep yang diajukan oleh para peneliti tentang *energy-based liquefaction analysis*. Diantara peneliti yang mengajukan pendekatan e*neregy-based* untuk analisis likuifaksi misalnya adalah Law dkk (1990) , Trifunac-1 (1995) sampai dengan Trifunac-5.

14.9.5 *Stress -Strain Based Liquefaction Analysis*

Sebelumnya telah dibahas analisis potensi likuifaksi berdasarkan beberapa metode. Green (2001) menyajikan dasar pemikiran *matematical unification* antara *stress-based* dan *strain-*

based liquefaction analysis. Bahasan inovasi baru tersebut dimulai dari *hysteretic loops* lapisan tanah akibat rambatan gelombang geser sebagaimana tampak pada Gambar 14.27)



Gambar 14.27. Damping rasio dalam hysteretic loops

Menurut teori standar, damping rasio Dγ suatu material yang berdeformasi secara siklik dinamik ditunjukkan oleh luasan *hysteretic loops* sebagaimana tampak pada Gambar 14.27) dan secara matematis dinyatakan dalam,

$$D_\gamma = \frac{1}{4.\pi}\frac{\Delta W_1}{W} \qquad 14.43)$$

Yangmana Dγ adalah *damping ratio* pada regangan geser sebesar γ, ΔW_1 adalah disipasi energi per unit volume yang dinyatakan oleh 1-siklus histeretik dan W adalah *elastic energy* material yang mempunyai nilai modulus geser G yang sama.

14.9.5.a Disipasi Energi tiap Unit Volum

Dengan memperhatikan bahwa W = ½.τ.γ, disipasi energi tiap unit volum massa tanah ΔW_1 dari pers.14.43) akan menjadi,

$$\Delta W_1 = 2.\pi.D_\gamma.\tau.\gamma \qquad 14.44)$$

Pers.14.44) adalah disipasi energi tiap unit volum untuk 1-siklus getaran. Oleh karena itu disipasi energi untuk selama goncangan gempa yang diekivalenkan terdapat N_{eqv} beban harmonik siklik, maka disipasi energi tiap unit volum material tanah menjadi,

$$\Delta W = 2.\pi.D_\gamma.\tau.\gamma.N_{eqv} \qquad 14.45)$$

Dengan meperhatikan hubungan γ = τ/G, maka pers.14.45) dapat ditulis menjadi,

$$\Delta W = \frac{2.\pi.D_\gamma.\tau^2}{G} N_{eqv} \qquad 14.46)$$

14.9.5.b Regangan Geser dan Normalized Energy Demand (NED)

Pada bahasan sebelumnya juga telah diperoleh tegangan geser rata-rata τ_{av} sebagaimana ditulis di pers.14.26). Dengan adanya hubungan γ = τ/G, maka regangan geser γ yang terjadi menjadi,

$$\gamma = \frac{\tau_{av}}{G} = \frac{0{,}65.\frac{\ddot{y}_b}{g}.\sigma_{vo}.r_d}{G_{maks}.\left(\frac{G}{G_{maks}}\right)} \qquad 14.47)$$

Pada diagram tegangan geser-regangan geser juga diperoleh hubungan $\tau = G.\gamma$, atau $\tau^2 = G^2.\gamma^2$. Dengan memperhatikan tegangan geser rata-rata τ_{av} pada pers.14.26), maka pers.14.46) dapat ditulis menjadi,

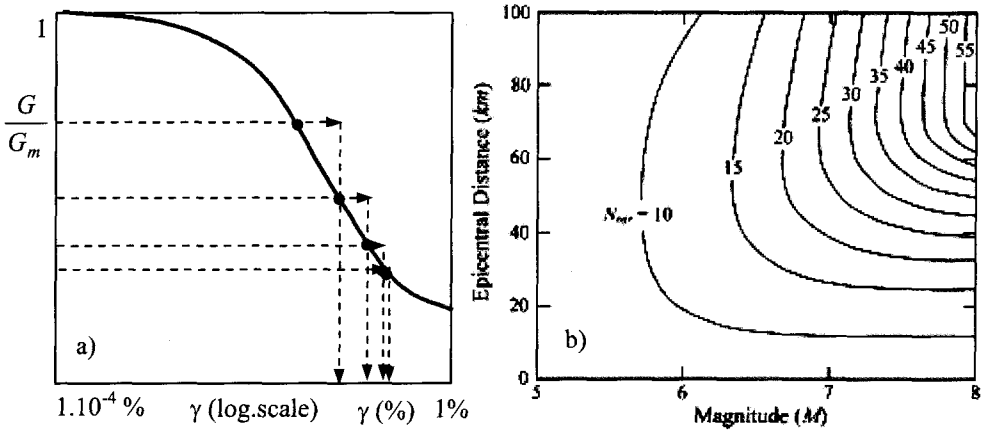
$$\Delta W = \frac{2.\pi.D_\gamma.}{G}\left[\frac{0{,}65.\frac{\ddot{y}_b}{g}.\sigma_{vo}.r_d}{G_{maks}.\left(\frac{G}{G_{maks}}\right)}\right]^2.G^2.N_{eqv}$$

Atau,

$$\Delta W = \frac{2.\pi.D_\gamma}{G_{maks}\left(\frac{G}{G_{maks}}\right)}\left(0{,}65.\frac{\ddot{y}_b}{g}.\sigma_{vo}.r_d\right)^2.N_{eqv} \qquad 14.47)$$

Dengan demikian *Normalized Energy Demand* (NED) dapat ditemtukan melalui,

$$NED = \frac{\Delta W}{\sigma'_{mo}} = \frac{2.\pi.D_\gamma}{\sigma'_{mo}.G_{maks}\left(\frac{G}{G_{maks}}\right)}\left(0{,}65.\frac{\ddot{y}_b}{g}.\sigma_{vo}.r_d\right)^2.N_{eqv} \qquad 14.48)$$



Gambar 14.28. Proses Iterasi dan nilai N_{eqv} (Green, 2001)

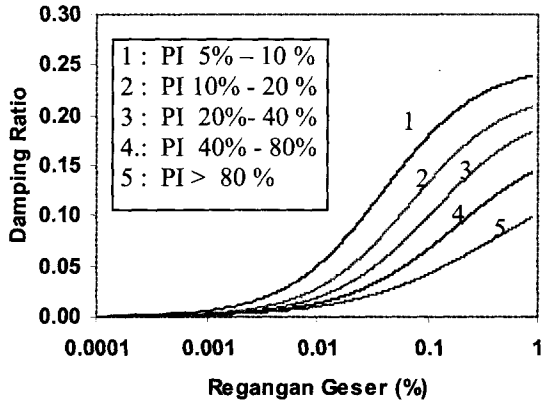
Sebagaimana pada *strain-based liquifaction analysis*, dalam hal ini akan terjadi proses iterasi sedemikian rupa sehingga terdapat hubungan yang kompatibel antara nilai (G/G_{maks}), regangan geser γ menurut pers. 14.47) dan hubungan antara keduanya menurut

pers.14.33). Proses iterasi tersebut diilustrasikan seperti yang tampak pada Gambar 14.28.a). Iterasi pertama diasumsikan nilai (G/G_{maks}) tertentu, kemudian dihitung regangan geser menurut pers.14.47). Berdasarkan nilai (G/Gmaks) iterasi ke-1 dan regangan geser tersebut kemudian harus kompatibel dengan pers.14.33). Apabila tidak maka iterasi berikutnya terus dilakukan sampai diperoleh hubungan yang kompatibel.

Apabila pada bahasan sebelumnya perlu dihitung *Maganitude Scaling Factor* (MSF) maka Green (2001) mengkombinasikan hal tersebut dengan jarak episenter yang kemudian menghasilkan nilai N_{eqv}. Nilai-nilai N_{eqv} tersebut adalah seperti yang disajikan pada Gambar 14.28.b). Pada pers. 14.48) terkandung didalamnya damping ratio $D\gamma$ yang merupakan fungsi langsung dari regangan geser. Das (1993) memberikan rumusan yang merupakan hubungan antara damping ratio maksimum D_{maks} dengan $D\gamma$ melalui suatu hubungan,

$$D_\gamma = D_{maks}\left(1-\frac{G}{G_{maks}}\right) \qquad 14.49)$$

Nilai D_{maks} dapat ditentukan melalui grafik hubungan antara reganagn geser γ dan damping ratio $D\gamma$ yang telah disajikan oleh banyak peneliti yang salah satunya adalah oleh Sun dkk (1998). Hubungan antara regangan geser γ dan damping ratio $D\gamma$ untuk beberapa nilai indeks plastisitas tanah menurut pers.14.49) adalah seperti yang disajikan pada Gambar 14.29).



Gambar 14.29. Damping rasio fungsi dari regangan geser

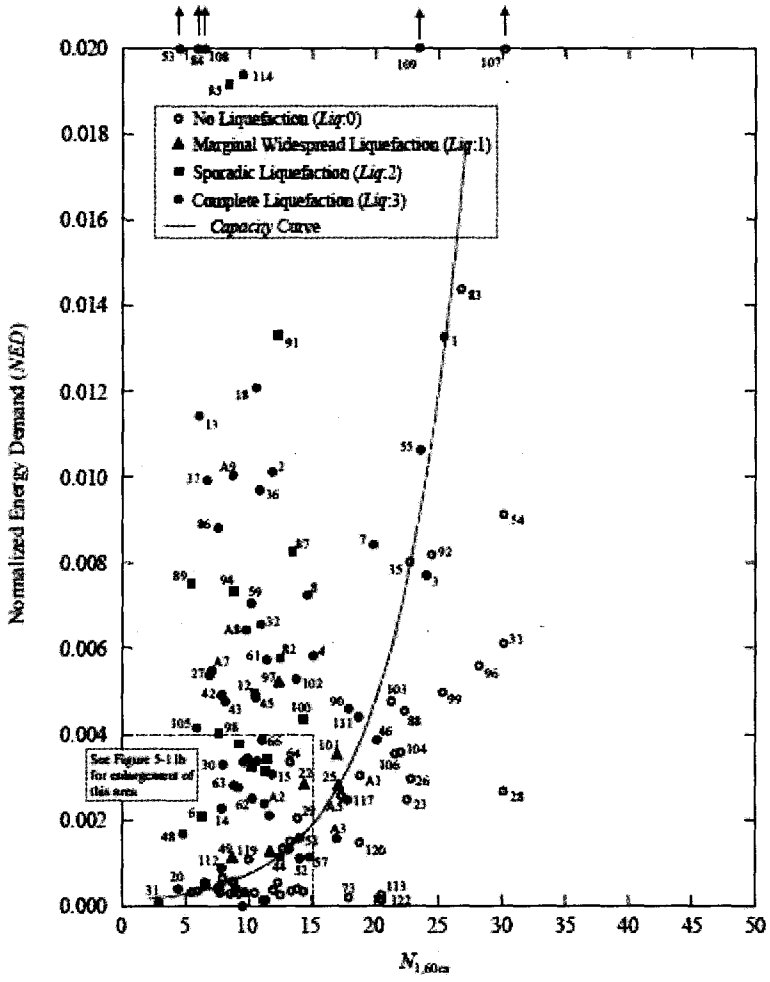
14.9.5.c *Normalized Energy Capacity* (NEC)

Green (2001) menentukan batas-batas terjadinya likuifaksi berdasar pada data kejadian gempa sebelumnya yaitu database dari Liao dan Whitman (1986) dan Fear & McRoberts (1995). Data dari database tersebut tidak semuanya telah sempurna tetapi secara umum saling melengkapi satu sama lain. Pada penelitian-penelitian sebelumnya kejadian likuifaksi pada umumnya telah dikelompokkan menurut kode-kode : 1) Liq 0, berarti tidak terjadi likuifaksi; 2) Liq 1, berarti batas-batas awal terjadinya likuifaksi; 3) liq 2 berarti telah terjadi likuifaksi secara sporadis; 4) Liq 3, berarti terjadi likuifaksi secara menyeluruh.

Selanjutnya Green (2001) menentukan batas-batas likuifaksi didasarkan atas kejadian mulai Liq 2 dan Liq 3. Berdasar atas hal tersebut *Normalized Energy Capacity* (NEC) dapat ditentukan melalui,

$$NEC = 0{,}0001195.e^{0{,}185.(N_1)60cs} \qquad 14.50)$$

$(N_1)_{60cs}$ adalah nilai N-SPT yang sudah dikalibrasikan *overburden pressure* ± 1-atm dan telah dikonversikan ekivalen *clean sands*. Gambar 14.30) adalah *capacity curve* menurut pers.14.50) yang telah diplot dalam level-level kode likuifaksi seperti disebut sebelumnya.



Gambar 14.30. Plot capacity curve pada level-level likuifaksi (Green, 2001)

14.9.5.d Contoh Pemakaian : Suatu lapisan tanah sebagaimana contoh-contoh sebelumnya akan dianalisis potensial likuifaksi. Dalam hal ini diambil bahasan lapis tanah dengan kedalaman -2,4 m . Gempa yang dipakai masih sama dengan contoh sebelumnya yaitu magnitudo M_L = 6,3 dengan jarak episenter R = 10 km.

- **Damping ratio Dγ**
  Mengingat bahasan ini sama dengan contoh sebelumnya maka pada hitungan sebelumnya telah diperoleh,

$$\alpha = 3{,}615\,,\quad \beta = 1{,}079\,,\quad (N_1)_{60cs} = 7{,}739\,,\quad \sigma_{vo} = 0{,}441\ \frac{kg}{cm^2}$$

$$\phi' = 30^o\,,\quad K_o = 0{,}50\,,\quad \sigma'_{vo} = 0{,}321\ \frac{kg}{cm^2}\,,\quad \sigma'_{mo} = 0{,}2142\ kg/cm^2$$

$$G_{\max} = 348{,}03\ kg/cm^2\,,\quad \gamma_c = 0{,}0378\%\,,\quad \frac{G}{G_{\max}} = 0{,}5139$$

Lapisan tanah pada -2,40 adalah *silty sands* dianggap PI ≈ 0, maka menurut Sun dkk.(1988) atau gambar 14.29), nilai D_{maks} = 0,225 atau 22,5 %. Dengan nilai (G/G_{maks}) = 0,5139 maka *damping-ratio* $D\gamma$ dapat dihitung dengan menggunakan pers.14.49),

$$D_\gamma = 0{,}225.(1 - 0{,}5139) = 0{,}1094$$

- ***Normalized Energy Demand*, NED**

Seperti contoh sebelumnya dengan memakai atenuasi Campbell (1989) maka pada jarak 10 km dari episenter akan diperoleh percepaan tanah maksimum $\ddot{y}_b$= 0,2404 g. Nilai NED dapat dihitung dengan mengggunakan pers. 14.48) atau,

$$NED = \frac{2.\pi.D_\gamma}{\sigma'_{mo}.G_{maks}\left(\frac{G}{G_{maks}}\right)}\left(0{,}65.\frac{\ddot{y}_b}{g}.\sigma_{vo}.r_d\right)^2.N_{eqv}$$

$$= \frac{2.(3{,}14).0{,}1094}{0{,}2142.(348{,}03).(0{,}5139)}\left(0{,}65.(0{,}2404).0{,}441.(0{,}982)\right)^2.10 = 0{,}000831$$

- ***Normalized Energy Capacity*, NEC**

Sesuai dengan hitungan sebelumnya pada kedalaman -2,4 m diperoleh data $(N_1)_{60}$ = 5 atau $(N_1)_{60cs}$ = 7,739. Sesuai dengan pers.14.50) *normalized energy capacity* NEC dapat dihitung dengan,

$$NEC = 0{,}0001195.e^{0{,}185.(N_1)60cs} = 0{,}0001195.(2{,}7182)^{0{,}185.(7{,}739)}$$
$$= 0{,}00050$$

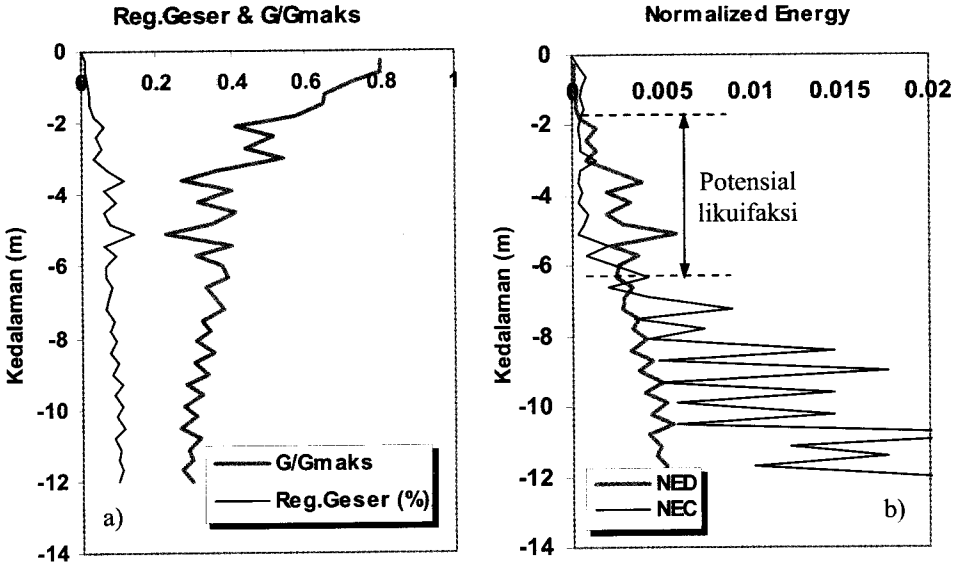
- ***Safety Factor* FS,**

Dengan memperhatikan hasil di atas maka NED = 0,000831 > NEC = 0,0005, maka pada kedalaman -2.40 m akan terjadi likuifaksi. Hasil ini sesuai dengan hasil-hasil pada pembahasan sebelumnya.

Apabila hitungan di atas diteruskan pada seluruh kedalaman lapisan tanah maka hasilnya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 14.31). Perlu diingat bahwa untuk dapat menghitung regangan geser harus melalui proses iterasi sebagaimana dicontohkan sebelumnya. Antara regangan geser γ dan G/G_{maks} adalah saling berhubungan dan harus kompatibel dengan pers.14.33) diatas. Tampak bahwa nilai G/G_{maks} semakin kebawah semakin kecil, hal ini terjadi karena pada hitungan regangan geser, nilai tersebut dipengaruhi oleh *total overburden pressure* σ_{vo} yang semakin besar. Apabila total

overburden pressure besar maka regangan geser γ cenderung besar akibatnya nilai G/G_{maks} mengecil.

Pada gambar 14.31.b) tampak bahwa tebal lapisan tanah yang mengalami potensial likuifaksi kurang lebih sama dengan hasil-hasil sebelumnya. Senada dengan hasil-hasil sebelumnya semakin kebawah maka potensial likuifaksi akan semakin kecil karena tanah semakin padat, *confining pressure* semakin besar.



Gambar 14.31. Distribusi regangan geser, G/G_{maks} dan potensial likuifaksi

14.9.6 Analisis Potensial Likuifaksi dengan *Shear Wave Velocity, Vs*

Banyak para peneliti mengatakan bahwa pengembangan metode analisis likuifaksi berakar pada *simplified procedure* sebagaimana yang dirintis oleh Seed dan Idriss (1971). Uji kondisi tanah di lapangan dengan *Standar Penetration Test* (SPT) kemudian menjadi unsur dasar yang sangat penting. Sebagimana disampaikan oleh Andrus dan Stokoe II (2000), *updating* terhadap *simplified procedures* tersebut telah dilakukan oleh Seed (1979), Seed dan Idriss (1982), Seed et al.(1983,1985), Youd et al.(1997). Pada waktu yang hampir bersamaan, dengan pendekatan CPT telah dilakukan oleh Campanella (1985), Seed dan Alba (1986), Stark dan Olson (1995) Olsen (1997), Robertson dan Wride (1998).

Sebagaimana disampaikan sebelumnya, *unification theory* antara *stress-strain approach* dalam analisis likuifaksi telah dilakukan oleh Green (2001). Pendekatan lain dalam analisis likuifaksi adalah dengan menggunakan parameter pokok kecepatan gelombang geser (*Shear Wave Velocity*, Vs). Lebih lanjut Andruss dan Stokoe II (2000) mengatakan bahwa hubungan antara kecepatan gelombang geser dengan likuifaksi telah diteliti sejak tahun 1980 dan 1990'an, diantaranya oleh Stokoe & Nazarian (1985), Robertson et al.(1992), Kayen et al.(1995), Andrus dan Sokoe (1997).

14.9.6.a Kecepatan Gelombang Geser , V_S

Kecepatan gelombang geser VS, dapat dikaitkan secara langsung dengan modulus geser G melalui suatu hubungan,

$$G_{maks} = \rho.V_S^{\,2} \qquad 14.51)$$

Yangmana ρ adalah *mass density* (berat volume/g), G_{maks} adalah modulus geser maksimum yaitu modulus geser pada regangan geser $\gamma = 0{,}0001$ %.

Kecepatan gelombang geser seperti pada pers.14.51) adalah kecepatan gelombang geser pada regangan geser kondisi elastik. Didalam bahasan SPT, kecepatan gelombang geser yang sudah terkoreksi oleh referensi *overburden pressure* dapat ditentukan dengan (Robertson, (1992),

$$V_{S1} = V_S.\left(\frac{P_a}{\sigma'_{vo}}\right)^{0,25} \qquad 14.52)$$

Pa adalah referensi tegangan yang nilainya 1-atm apabila σ'_{vo} dalam kg/cm^2 dan $P_a = 100$ kPa bila σ'_{vo} dalam kPa, anatara Pa dan σ'_{vo} mempunyai satuan yang sama.

Menurut Andrus dkk.(2003) kecepatan gelombang geser dapat dibawa kedalam kondisi *clean sands* atau $(V_{S1})_{cs}$ yang dapat ditentukan melalui,

$$(V_{S1})_{cs} = 87{,}7.[(N_1)_{60cs}]^{0,253} \qquad 14.53)$$

Atau,

$$(V_{S1})_{cs} = 67{,}6.[(q_{c1N})_{cs}]^{0,213} \qquad 14.54)$$

Andrus dkk.(2003) juga memperkenalkan koreksi *shear wave velocity* $(V_{S1})_{cs}$ berkaitan dengan usia lapisan tanah dengan koreksi *Age scalling factor* ASF. Apabila koreksi terhadap usia lapisan tanah telah dilakukan maka akan menjadi,

$$(V_{S1})_{csal} = 87{,}7.[(N_1)60cs]^{0,253}.ASF \qquad 14.55)$$

14.9.6.b *Cyclic Resistance Ratio* CRR

Cyclic Resistance Ratio (CRR) berdasar pada kecepatan gelombang geser telah sedikit mengalami evolusi. Menurut Andrus dan Stokoe II (2000), Youd dan Idriss (2001) nilai *Cyclic Resistance Ratio* CRR dapat ditentukan dengan memakai formulasi yang lama yaitu,

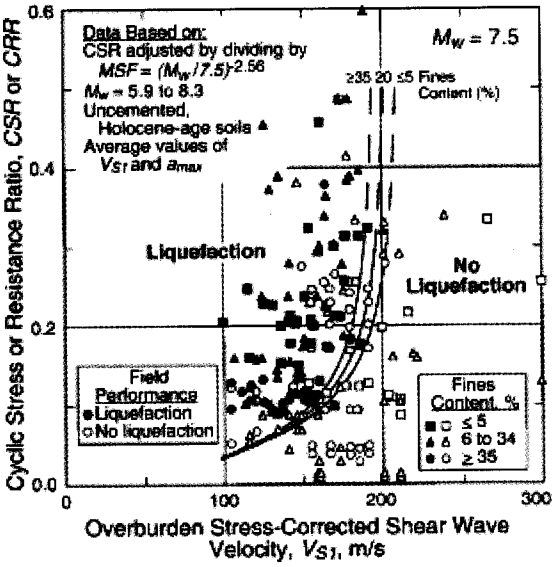
$$CRR_{7,5} = a.\left(\frac{V_{S1}}{100}\right)^2 + b.\left(\frac{1}{V^*_{S1} - V_{S1}} - \frac{1}{V^*_{S1}}\right) \qquad 14.56)$$

Dengan nilai a = 0,022 dan nilai b = 2,80, sementara itu V^*_{S1} adalah batas atas nilai terjadinya likuifaksi untuk magnitudo gempa $M_L = 7{,}5$. Adapun batas atas $V^*_{S1} = 215$ m/dt, dan batas atas tersebut masih dipengaruhi oleh *fines content* FC sehingga,

$$\begin{aligned} V^*_{S1} &= 215\ m/dt, && FC < 5\% \\ V^*_{S1} &= 215 - (FC-5)\ m/dt, && 5\% < FC < 35\% \\ V^*_{S1} &= 200\ m/dt, && FC \geq 35\% \end{aligned} \qquad 14.57)$$

Namun demikian pada Andrus dkk.(2003), nilai CRR tersebut dimodifikasi dan ditentukan dengan,

$$CRR_{7,5} = a.\left[\frac{(V_{S1})_{csa1}}{100}\right]^2 + b.\left(\frac{1}{V^*_{S1} - (V_{S1})_{csa1}} - \frac{1}{V^*_{S1}}\right) \qquad 14.58)$$



Gambar 14.32. Hubungan V_{S1} dengan CRR (Andrus & Stikoe II,2001)

Andrus dan Stokoe II (2000) serta Youd dan Idriss (2001) mengatakan bahwa nilai batas atas *shear wave velocity* V^*_{S1} = 215 m/dt untuk ekivalen *clean sands* dan nilai V_{S1} tidak terlalu rendah $V_{S1} \geq 100$ m/dt. Hal tersebut ditunjukkan oleh kejadian likuifaksi berkisar antara V_{S1} = 100 – 200 m/dt sebagaimana yang tampak pada Gambar 14.32).

14.9.6.c *Cyclic Stress Ratio* (VSR)

Andrus dan Stokoe II (2001) menggunakan Cyclic Stress ratio (CSR) sama dengan yang dipakai pada simplified procedures atau,

$$CSR = 0{,}65.r_d.\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\frac{\ddot{y}_{mkas}}{g} \qquad 14.59)$$

14.9.6.d *Magnitude Scalling Factor* MSF

Andrus dan Stokoe II (2001) juga menggunakan Magnitude Scalling Factor MSF sama dengan yang dipakai pada *simplified procedures* atau,

$$MSF = \left(\frac{M_W}{7{,}5}\right)^n \qquad 14.60)$$

Dengan nilai tengah sebagaimana pers.14.60) adalah n = -2,95.

14.9.6.e Contoh Pemakaian : Lapisan tanah seperti pada contoh-contoh sebelumnya, akan ditinjau lapisan -2,40 meter dari muka tanah. Gempa yang terjadi masih sama dengan contoh sebelumnya yaitu $M_L = 6.3$ yang berjarak 10 km dari episenter.

- **Nilai $(V_{S1})_{cs}$**

  Sebagaimana contoh sebelumnya, maka telah diperoleh besaran-besaran sebagai berikut,

  $\alpha = 3{,}615\,,\quad \beta = 1{,}079\,,\quad (N_1)_{60cs} = 7{,}739\,,$

  $(V_{S1})_{cs} = 87{,}7.[(N_1)_{60cs}]^{0{,}253} = 87{,}7.[7{,}739]^{0{,}253} = 147{,}17\ m/dt$

  Lapisan tanah dianggap berumur dekat dengan 100 tahun sehingga *Age Scalling Factor* menurut Andrus dkk (2003), ASF ≈ 1,04. Dengan demikian,

  $(V_{S1})_{csa1} = (V_{S1})_{cs}.ASF = 147{,}17.(1{,}04)\backslash = 153{,}061\ m/dt$

- **Nilai V^*_{S1}**

Lapis -2,40 m dari permukaan tanah mempunyai *fines content* FC = 15 %. Dengan demikian,

$$V^*_{S1} = 215 - (FC - 5) = 215 - (15 - 5) = 210\ m/dt$$

- ***Cyclic Resistance Ratio* (CRR)**

  Berdasarkan pers.14.58) maka nilai *cyclic resistance ratio* (CRR) adalah,

$$CRR_{7,5} = a.\left[\frac{(V_{S1})_{csa1}}{100}\right]^2 + b.\left(\frac{1}{V^*_{S1} - (V_{S1})_{csa1}} - \frac{1}{V^*_{S1}}\right)$$

$$= 0{,}022.\left[\frac{153{,}061}{100}\right]^2 + 2{,}8.\left(\frac{1}{210 - 153{,}061} - \frac{1}{210}\right) = 0{,}0874$$

  Senada dengan contof sebelumnya diperoleh nilai *Magnitude Scalling Factor* MSF = 1,673, sehingga

$$CRR_{6,3} = CRR_{7,5}.MSF = 0{,}0874.(1{,}673) = 0{,}1461$$

- ***Cyclic Stress Ratio* (CSR)**

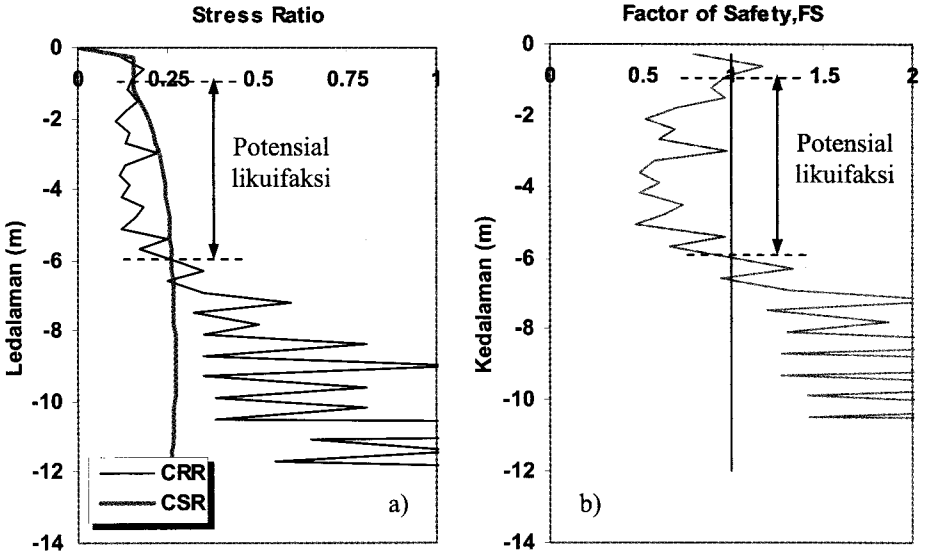
  Sebagaimana disampaikan sebelumnya bahwa *cyclic stress ratio* CSR pada pendekatan *shear wave velocity* ini sana dengan pada *simplified procedure*. Dengan demikian nilai CSR adalah sama dengan yang telah dihitung sebelumnya yaitu,

$$CSR = 0{,}65.r_d.\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}\frac{\ddot{y}_{mkas}}{g} = 0{,}65.(0{,}982).\left(\frac{0{,}441}{0{,}321}\right).0{,}2404 = 0{,}211$$

- ***Factor of Safety*,FS**

  Berdasarkan hasil-hasil diatas maka dapat diketahui bahwa CRR = 0,1461 < CSR = 0,211 maka dapat disimpulkan bahwa pada ledalaman -2,40 m akan terjadi likuifaksi. Hasil ini sesuai dengan hasil-hasil sebelumnya. *Factor of Safety* FS menjadi,

$$FS = \frac{CRR}{CSR} = \frac{0{,}1461}{0{,}211} = 0{,}6624 < 1{,}0$$



Gambar 14.33. Potensial likuifaksi dan *factor of safety*, FS

14.9.7 Metode *Probabilistic/Reliability*

14.7.7.a Konsep Indeks Keandalan (*reliability Index*), β

Beberapa metode seperti yang dibahas sebelumnya bersifat deterministik, artinya nilai-nilai yang diambil, yang dipakai, yang diperhitungkan, yang diasumsikan semuanya dianggap bersifat pasti/deterministik. Misalnya gempa dengan M_L = 6,3 yang berjarak R = 10 km dari episenter data kedua-duanya dianggap pasti. Berat volume tanah misalnya sebesar 1850 kg/m3 juga dianggap pasti dan hanya 1-nilai dalam 1-lapisan. *Penetration resistance* yang ditunjukkan oleh nilai $(N_1)_{60}$ pada SPT juga dianggap pasti demikian juga dengan *cone resitance* (q_{1cN}) pada CPT.

Keadaan sesungguhnya di lapangan tidaklah selalu pasti, magnitudo gempa yang terjadi dapat bervariasi, demikian juga jarak episenter gempa R. Mengingat percepatan tanah akibat gempa dengan magnitudo M_L yang tidak pasti tersebut berfungsi sebagai beban luar (*external load*), maka hal tersebut berfungsi sebagai ketidak-pastian esternal. Disisi lain kondisi tanah dilapangan juga bervariasi baik berat volume tanah, $(N_1)_{60}$ maupun (q_{1cN}). Mengingat tanah merupakan elemen internal, maka ketidak pastian tersebut bersifat ketidak pastian kapasitas internal (*internal strength/capacity*). McGregor (1976); Ranganathan (1990) dan Marek dkk (1996) menyatakan bahwa faktor aman (*factor of safety*) yang sederhananya didefinisikan sebagai rasio antara *strength and load* (definisi pertama). Ketidak pastian eksternal dan internal kedua-duanya mengandung ketidak pastian. Dengan demikian faktor aman menurut definisi tersebut mengandung ketidak pastian yang tinggi karena *strength* dan *load* mana yang akan dibandingkan mengingat keduanya bervariasi.

Mengingat definisi pertama faktor aman mengandung ketidak pastian yang tinggi maka kemudian di sepakati adanya definisi *factor of safety* level ke-dua yaitu *Central Factor of Safety* (CFS) yang merupakan rasio antara *mean strength and mean force/load.* (Widodo,

1993). Apabila rata-rata antara keduanya sudah diketahui maka nilai *factor of safety* sudah dapat ditentukan. *Factor of safety* level kedua inipun masih mempunyai kelemahan karena tidak memperhitungkan tingkat sebaran ketidak-pastian atau variasi *strength and load.*

Dengan mengingat hal tersebut di atas, maka kemudian muncullah konsep *factor of safety* level ke-tiga yaitu *Nominal Factor of Safety* (NFS). Walaupun sudah bersifat nominal, tetapi pada kenyatannya dilapangan tetap tidak pasti, *strength* dan *load* kedua-duanya mempunyai sebaran nilai sehingga mempunyai *mean value* μ, standar deviasi σ dan koefisien variasi δ.

Ketidak pastian yang dicerminkan oleh adanya rentang variasi baik *strength* maupun *loads* akan menuju pada suatu kondisi bahwa angka aman bukanlah suatu nilai yang deterministik, tetapi lebih banyak bersifat probabilistik. Untuk itu angka keamanan umumnya dihitung berdasarkan/ melalui konsep keandalan (*reliability*). Nilai *factor of safety* kemudian lebih mudah dibahas dan ditentukan apabila dipakai konsep indeks keandalan/*reliability index,* β (Widodo (2003).

14.9.7.b *Probability of Failure,* P_f

Probability of failure P_f yang dimaksud adalah kemungkinan terjadinya kerusakan massa tanah sehingga terjadi likuifaksi. Sebagaimana disampikan di atas dua hal pokok yang akan dibandingkan adalah *external load* (S) dan *internal capacity/resistance* (R). Mc Gregor (1976) maupun Wang & Yang (2001) memberikan definisi kinerja antara keduanya yang diberikan notasi Z dengan perjanjian :

1. $Z = (R-S) < 0$, maka akan terjadi failure atau terjadi likuifaksi
2. $Z = (R-S) = 0$, maka akan terjadi kondisi *unstable* yaitu kondisi batas likuifaksi
3. $Z = (R-S) > 0$, maka tidak akan terjadi likuifaksi

Apabila R dan S adalah bersifat *random variable*, maka menurut prinsip statistik kinerja likuifaksi Z akan terdistribsi normal . Hwang dan Yang (2001) mengatakan bahwa apabila fungsi probabilitas kerapatan (*probability density function*) Z, PDF adalah $f_z(z)$ dan fungsi probabilitas kumulatif (*cummulative distribution function*) Z, CDF adalah $F_z(z)$ maka probabilitas kejadian likuifaksi dapat dinyatakan dalam,

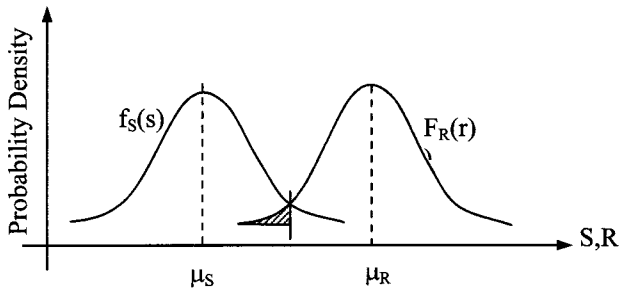
$$P_f = P(Z < 0) = \int_0^{\infty} f_z(z).dz = F_z(0) \qquad 14.61)$$

Apabila *mean values* untuk R dan S masing-masing adalah μ_R dan μ_S (Gambar 14.34) dan deviasi standar R dan S masing-masing adalah σ_R dan σ_S maka menurut *first-order* dan *second moment method* dalam ilmu statistik, nilai-nilai *mean value* Z, μ_Z , deviasi standar σ_Z dan koefisien variasi δ_Z dinyatakan dalam bentuk,

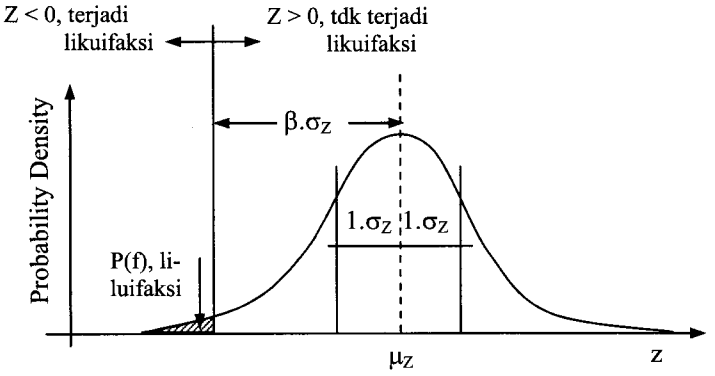
$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S \qquad 14.62)$$

$$\sigma_Z = \sqrt{\sigma^2{}_R + \sigma^2{}_S} \qquad 14.63)$$

$$\delta_Z = \frac{\sigma_Z}{\mu_Z} = \frac{\sqrt{\sigma^2{}_R + \sigma^2{}_S}}{\mu_R - \mu_S} \qquad 14.64)$$



Gambar 14.34. *Probability density distribution* untuk kinerja likuifaksi



Gambar 14.35. Batas terjadinya likuifaksi dan indeks reabilitas β

14.9.7.c Indeks Keandalan (*Reliability Index*),β

Sebagimana tampak pada Gambar 14.34) dan Gambar 14.35) probabilitas untuk terjadinya likuifaksi ditunjukkan oleh seberapa besar luasan terarsir, yangmana daerah tersebut adalah kondisi R < S. Agar probabilitas kejadian likuifaksi tersebut menjadi semakin kecil, maka luasan terarsir harus senakin kecil atau batas terarsir harus digeser semakin kekiri atau pada posisi $\beta.\sigma_z$ dari *mean value* μ_Z sebagaimana tampak pada Gambar 14.35). Notasi β sangat umum disebut indeks keandalan (*reliability index*), semakin besar nilai β maka probabilitas kejadian likuifaksi akan semakin kecil atau kondisi internal lapisan tanah semakin handal. Indeks keandalan yang dimaksud dapat ditentukan dengan (Hwang & Yang, 2001),

$$\beta = \frac{1}{\delta_Z} = \frac{\mu_R - \mu_S}{\sqrt{\sigma^2{}_R + \sigma^2{}_S}} \qquad 14.65)$$

Dan *mean value* μ_Z dapat deketahui melalui,

$$\mu_Z = \beta.\sigma_Z \qquad 14.66)$$

Sebagaimana disampaikan sebelumnya R dan S adalah *independent variable* yang terdistribusi secara normal, maka menurut prinsip statistik, pers.14.61) dapat diteruskan menjadi,

$$P_f = \int_0^{\infty} f(z).dz = \int_0^{\infty} \frac{1}{\sqrt{2.\pi}.\sigma_z}.e^{-\frac{1}{2}\left(\frac{z-\mu_z}{\sigma_z}\right)^2} dz \qquad 14.67)$$

Pers.14.67) juga dapat ditulis menjadi,

$$P_f = \frac{1}{\sqrt{2.\pi}} \int_0^{\frac{\mu_z}{\sigma_z}} e^{-\frac{t}{2}} dz = \Phi\left(-\frac{\mu_z}{\sigma_z}\right), \quad t = \frac{z-\mu_z}{\sigma_z} \qquad 14.68)$$

Yangmana Φ adalah fungsi distribusi standar normal (*standard normal distribution*) dan karena β = μ/σ, maka pers.14.68) dapat ditulis menjadi,

$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) \qquad 14.69)$$

Hwang dan Yang (2001) juga mengatakan bahwa fenomena sebaran/distribusi data ilmu keteknikan biasanya tidak sepenuhnya normal, tetapi agak miring sedikit sehingga sering dimodel sebagai log-normal. Berdasarkan kondisi tersebut maka indeks keandalan β didekati menjadi,

$$\beta = \frac{\mu_z}{\sigma_z} = \frac{\mu_{\ln R} - \mu_{\ln S}}{\sqrt{\sigma^2_{\ln R} + \sigma^2_{\ln S}}} = \frac{\ln\left[\frac{\mu_R}{\mu_S}\left(\frac{\delta^2 S + 1}{\delta^2 R + 1}\right)^{1/2}\right]}{\left[\ln\left((\delta^2 R + 1)(\delta^2 S + 1)\right)\right]^{1/2}} \qquad 14.70)$$

Dengan mempertimbangkan data statistik yang ada maka Wang dan Yang (2001) memberikan nilai indeks keandalan β mejadi,

$$\beta = -0{,}013 + \frac{\ln(FS)}{0{,}7758} \qquad 14.71)$$

Yangmana *factor of safety* FS adalah,

$$FS = \frac{\mu_R}{\mu_S} \qquad 14.72)$$

14.9.7.d *Mean cyclic Stress Ratio* μ_{SCR} dan *Mean Cyclic Resistance Ratio*, μ_{CRR}

Sementara itu *mean value* untuk *cyclic stress ratio* μ_{CSR} adalah,

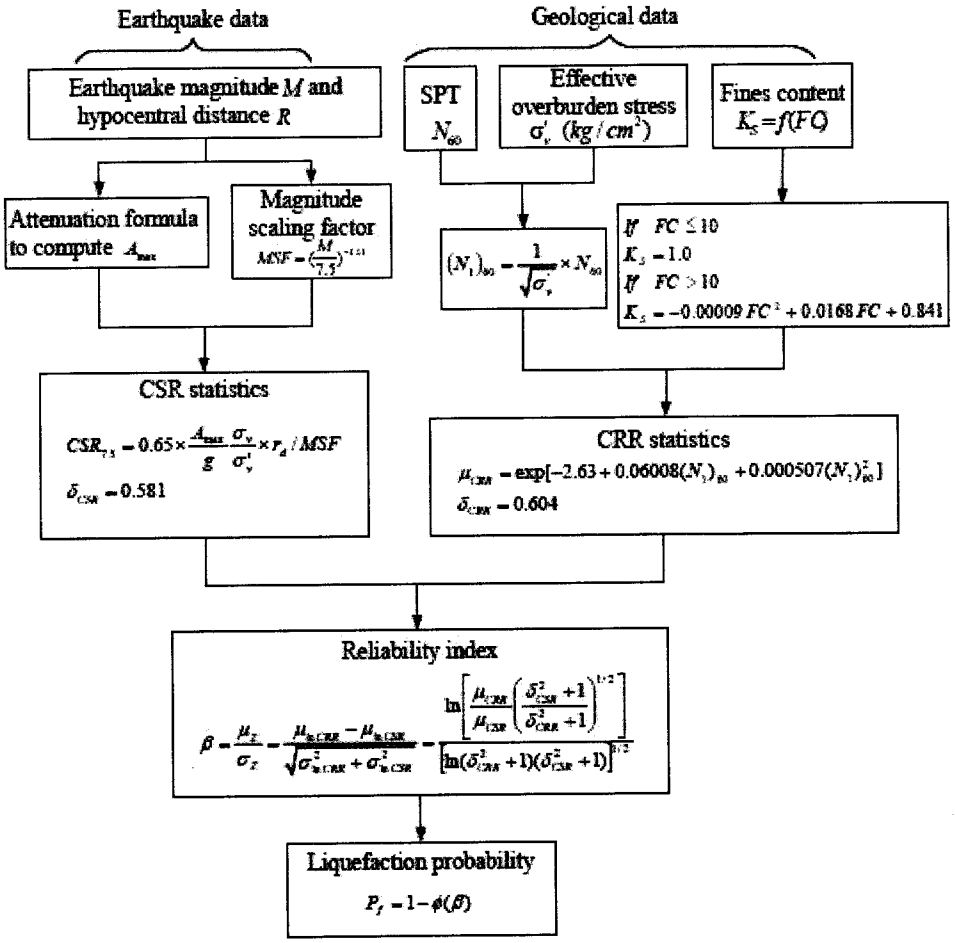
$$\mu_{CSR,M} = 0{,}65.\frac{\ddot{y}_b}{g}.\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}.r_d.\left(\frac{1}{MSF}\right) \qquad 14.73)$$

Yangmana MSF adalah *magnitude scalling factor* sebagaimana telah dibahas sebelumnya.

Pasangan *cyclic stress ratio* CSR adalah *cyclic resistance ratio* CRR, sehungga *mean value* untuk CRR oleh Wang & Yang (2001), Biswas & Naik (2010) dapat ditentukan dengan,

$$\mu_{CRR} = \exp\left(-2{,}63 + 0{,}06008(N_1)_{60} + 0{,}000507.(N_1)^2{}_{60}\right) \qquad 14.74)$$

Bagan metode analisis likuifaksi berdasarkan *Reliability-Based* adalah seperti yang disajikan pada Gambar 14.36)



Gambar 14.36. Bagan *Reliability-Based Liquefaction Analysis* (Wang dan Yang, 2001)

14.9.7.e Contoh Pemakaian : Suatu lapisan tanah sebagaimana dipakai pada contoh-contoh sebelumnya. Akan dibahas lapisan tanah dengan kedalaman -2,40 m dan gempa bumi dengan M_L = 6,3 dan jarak episenter R = 10 km. Data *penetration resistance* juga sama seperti contoh sebelumnya yangmana pada kedalaman -2,4 m, nilai $(N_1)_{60} = 5$.

- *Mean value* untuk CRR atau μ_{CRR}

$$\mu_{CRR} = \exp\left(-2{,}63 + 0{,}06008(N_1)_{60} + 0{,}000507.(N_1)^2{}_{60}\right)$$
$$= \exp(-2{,}63 + 0{,}06008.(5) + 0{,}000507.(5)^2) = 0{,}0986$$

- *Mean value* untuk CSR atau μ_{CSR}
  Berdasarkan hitungan sebelumnya diperoleh,

$$\sigma_{vo} = 0{,}441\ kg/cm^2, \quad \sigma'_{vo} = 0{,}321\ kg/cm^2 \ dan \ \ MSF = 1{,}673$$

$$\mu_{CSR,M} = 0{,}65.\frac{\ddot{y}_b}{g}.\frac{\sigma_{vo}}{\sigma'_{vo}}.r_d.\left(\frac{1}{MSF}\right) = 0{,}65.(0{,}2404).\frac{0{,}441}{0{,}321}.0{,}982.\frac{1}{1{,}673} = 0{,}1259$$

- Nilai μ_Z

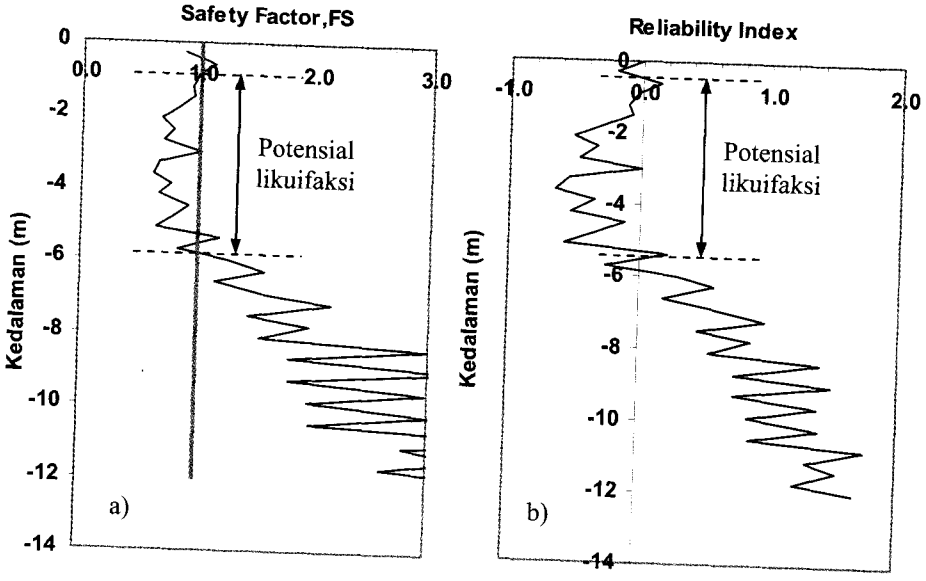
$$\mu_Z = \mu_R - \mu_S = 0{,}0986 - 0{,}1259 = -0{,}0274$$

- Factor safety, FS

$$FS = \frac{\mu_{CRR}}{\mu_{CSR}} = \frac{0{,}0986}{0{,}1258} = 0{,}7827 < 1{,}0$$

- Indeks Keandalan β

$$\beta = -0{,}013 + \frac{\ln(FS)}{0{,}7758} = -0{,}013 + \frac{\ln(0{,}7827)}{0{,}7758} = -0{,}3827$$



Gambar 14.37 Potenstial likuifaksi

- Probabilitas kejadian likuifaksi

$$P_f = \Phi(-\beta) = 1 - \Phi(\beta) = 1 - \Phi(-0{,}3827)$$
$$= 1 - 0{,}3712 = 0{,}6288$$

Berdasarkan hasil *safety factor* dapat diketahui bahwa FS = 0,7827 < 1,0 maka lapis tanah dengan kedalaman -2,40 m tersebut berkemungkinan terjadi likuifaksi dengan probabilitas 62,88 %. Apabila proses hitungan diteruskan untuk semua kedalaman lapis tanah maka hasilnya adalah seperti yang disajikan pada Gambar 14.37).

Gambar 14.37.a) adalah plot faktor aman untuk terjadinya likuifaksi di seluruh kedalaman tanah. Apabila *factor of safety* FS < 1,0 maka pada lapisan tanah tersebut akan terjadi likuifaksi. Sementara itu Gambar 14.37) adalah nilai indeks keandalan β diseluruh kedalaman tanah. Tampak bahwa ada kemiripan indikator kejadian likuifaksi yangmana likuifaksi akan terjadi apabila indeks keandalan $\beta < 0$. Apabila diperhatikan maka tebal lapisan tanah yang kan terjadi likuifaksi menurut Gambar 14.37) sangat mirip dengan hasil yang diperoleh pada metode-metode sebelumnya. Dengan demikian memakai salah satu metode saja sudah cukup untuk memperkirakan kemungkinan terjadinya likuifaksi.

Lampiran-lampiran

Lampiran 1. Hitungan Potensial Likuifaksi Berdasar data SPT

Lapis-1	$\alpha 1$ =	3.615		Lapis-3	$\alpha 3$ =	0.869
FC = 20 %	$\beta 1$ =	1.079		FC = 10 %	$\beta 3$ =	1.022
Lapis-2	$\alpha 2$ =	2.498		Lapis-4	$\alpha 3$ =	0.000
FC = 15 %	$\beta 2$ =	1.048		FC =5 %	$\beta 3$ =	1.000

Elev	$(N_1)_{60}$	$(N_1)_{60cs}$	$CRR_{7,5}$	$CRR_{6,3}$	r_d	σ_{vo}	σ'_{vo}	CSR	FS
0	0	3.615	0.062	0.115	1.000	0.000	0.000	0.000	1.000
-0.3	2	5.773	0.078	0.143	0.998	0.056	0.056	0.156	0.920
-0.6	6	10.091	0.114	0.210	0.995	0.111	0.111	0.156	1.348
-0.9	4	7.932	0.095	0.175	0.993	0.167	0.167	0.155	1.131
-1.2	3	6.853	0.086	0.159	0.991	0.222	0.222	0.155	1.028
-1.5	5	9.012	0.105	0.192	0.989	0.278	0.248	0.173	1.110
-1.8	4	6.690	0.085	0.142	0.986	0.332	0.272	0.188	0.757
-2.1	2	4.594	0.069	0.116	0.984	0.387	0.297	0.200	0.577
-2.4	5	7.739	0.094	0.157	0.982	0.441	0.321	0.211	0.744
-2.7	4	6.690	0.085	0.142	0.979	0.496	0.346	0.219	0.649
-3	10	12.979	0.140	0.235	0.977	0.551	0.371	0.227	1.035
-3.3	4	6.690	0.085	0.142	0.975	0.605	0.395	0.233	0.611
-3.6	3	5.642	0.077	0.129	0.972	0.660	0.420	0.239	0.539
-3.9	7	8.021	0.096	0.161	0.970	0.716	0.446	0.243	0.661
-4.2	5	5.977	0.080	0.133	0.968	0.773	0.473	0.247	0.538
-4.5	10	11.086	0.123	0.205	0.966	0.830	0.500	0.250	0.820
-4.8	8	9.042	0.105	0.175	0.963	0.887	0.527	0.253	0.692
-5.1	5	5.977	0.080	0.133	0.961	0.943	0.553	0.256	0.520
-5.4	14	15.172	0.162	0.271	0.959	1.000	0.580	0.258	1.048
-5.7	9	10.064	0.114	0.190	0.956	1.057	0.607	0.260	0.731
-6	15	16.194	0.172	0.288	0.954	1.113	0.633	0.262	1.100
-6.3	18	19.259	0.206	0.345	0.952	1.170	0.660	0.264	1.309
-6.6	14	15.172	0.162	0.271	0.950	1.227	0.687	0.265	1.021
-6.9	18	19.259	0.206	0.345	0.947	1.283	0.713	0.266	1.297
-7.2	22	23.345	0.262	0.439	0.945	1.340	0.740	0.267	1.642
-7.5	17	18.237	0.194	0.325	0.943	1.397	0.767	0.268	1.213
-7.8	21	22.323	0.247	0.413	0.940	1.454	0.794	0.269	1.533
-8.1	18	19.259	0.206	0.345	0.938	1.510	0.820	0.270	1.279
-8.4	26	26.000	0.313	0.524	0.936	1.564	0.847	0.270	1.940
-8.7	20	20.000	0.215	0.360	0.933	1.618	0.868	0.272	1.325
-9	27	27.000	0.338	0.566	0.931	1.672	0.892	0.273	2.076
-9.3	20	20.000	0.215	0.360	0.926	1.726	0.916	0.272	1.322
-9.6	26	26.000	0.313	0.524	0.918	1.780	0.940	0.271	1.929
-9.9	21	21.000	0.228	0.382	0.910	1.834	0.964	0.270	1.412
-10	26	26.000	0.313	0.524	0.902	1.888	0.988	0.269	1.946

Lampiran 2 : Hitungan Potensial Likuifaksi Berdasar data CPT

Lapis	Fc	Ic	Kc	C
Lapis-1	20%	2.250	1.798	5.5
Lapis-2	15%	2.100	1.455	6
Lapis-3	10%	1.900	1.189	6.5
Lapis-4	5%	1.640	1.000	7

Elev	$(N_1)_{60}$	(q_{c1N})	$(q_{c1N})_{cs}$	$CRR_{7,5}$	$CRR_{6,3}$	CSR	FS
0	0	0	0.000	0.0500	0.0836	0.0000	0
-0.3	2	11	19.781	0.0665	0.1112	0.1559	0.713
-0.6	6	33	59.342	0.0994	0.1663	0.1555	1.069
-0.9	4	22	39.562	0.0830	0.1387	0.1552	0.894
-1.2	3	16.5	29.671	0.0747	0.1250	0.1548	0.807
-1.5	5	27.5	49.452	0.0912	0.1525	0.1732	0.881
-1.8	4	24	34.914	0.0791	0.1323	0.1881	0.703
-2.1	2	12	17.457	0.0645	0.1079	0.2004	0.539
-2.4	5	30	43.643	0.0864	0.1444	0.2106	0.686
-2.7	4	24	34.914	0.0791	0.1323	0.2194	0.603
-3	10	60	87.285	0.1418	0.2372	0.2268	1.046
-3.3	4	24	34.914	0.0791	0.1323	0.2332	0.567
-3.6	3	18	26.186	0.0718	0.1201	0.2388	0.503
-3.9	7	45.5	54.092	0.0947	0.1584	0.2433	0.651
-4.2	5	32.5	38.637	0.0822	0.1375	0.2471	0.556
-4.5	10	65	77.275	0.1229	0.2056	0.2505	0.821
-4.8	8	52	61.820	0.1020	0.1706	0.2534	0.673
-5.1	5	32.5	38.637	0.0822	0.1375	0.2560	0.537
-5.4	14	91	108.185	0.1978	0.3308	0.2583	1.281
-5.7	9	58.5	69.547	0.1113	0.1861	0.2603	0.715
-6	15	97.5	115.912	0.2248	0.3760	0.2620	1.435
-6.3	18	117	139.095	0.3303	0.5524	0.2636	2.095
-6.6	14	91	108.185	0.1978	0.3308	0.2650	1.248
-6.9	18	117	139.095	0.3303	0.5524	0.2662	2.075
-7.2	22	143	170.005	0.5369	0.8981	0.2673	3.36
-7.5	17	110.5	131.367	0.2908	0.4864	0.2683	1.813
-7.8	21	136.5	162.277	0.4774	0.7985	0.2691	2.967
-8.1	18	117	139.095	0.3303	0.5524	0.2698	2.047
-8.4	26	182	182.000	0.6407	1.0715	0.2700	3.968
-8.7	20	140	140.000	0.3352	0.5606	0.2718	2.062
-9	27	189	189.000	0.7079	1.1839	0.2727	4.342
-9.3	20	140	140.000	0.3352	0.5606	0.2725	2.057
-9.6	26	182	182.000	0.6407	1.0715	0.2715	3.947

Lampiran 3 : Hitungan Potensial Likuifaksi Berdasar *Energy-Based*

k =	2.8		a =	0.0178
Q=	280		A =	0.9304
d =	5.6295			

Davis & Berrill (1982)					Berrill & Davis (1985)	
Elev	σ'_{vo}	Demand	Capacity		Demand	Capacity
0.0						
-0.3	0.056	2.2219	0.0089		1.438	0.0236
-0.6	0.111	0.7856	0.0800		0.855	0.1225
-0.9	0.167	0.4276	0.0356		0.631	0.0667
-1.2	0.222	0.2777	0.0200		0.508	0.0433
-1.5	0.248	0.2359	0.0556		0.469	0.0932
-1.8	0.272	0.2047	0.0356		0.436	0.0667
-2.1	0.297	0.1798	0.0089		0.409	0.0236
-2.4	0.321	0.1595	0.0556		0.385	0.0932
-2.7	0.346	0.1428	0.0356		0.364	0.0667
-3	0.371	0.1288	0.2222		0.346	0.2635
-3.3	0.395	0.1170	0.0356		0.330	0.0667
-3.6	0.420	0.1068	0.0200		0.315	0.0433
-3.9	0.446	0.0974	0.1089		0.301	0.1543
-4.2	0.473	0.0893	0.0556		0.288	0.0932
-4.5	0.500	0.0822	0.2222		0.277	0.2635
-4.8	0.527	0.0760	0.1422		0.266	0.1886
-5.1	0.553	0.0706	0.0556		0.256	0.0932
-5.4	0.580	0.0658	0.4356		0.247	0.4365
-5.7	0.607	0.0615	0.1800		0.239	0.225
-6	0.633	0.0576	0.5000		0.232	0.4841
-6.3	0.660	0.0542	0.7200		0.225	0.6364
-6.6	0.687	0.0511	0.4356		0.218	0.4365
-6.9	0.713	0.0482	0.7200		0.212	0.6364
-7.2	0.740	0.0456	1.0756		0.206	0.8599
-7.5	0.767	0.0433	0.6422		0.201	0.5841
-7.8	0.794	0.0411	0.9800		0.196	0.802
-8.1	0.820	0.0391	0.7200		0.191	0.6364
-8.4	0.847	0.0373	1.5022		0.186	1.1048
-8.7	0.868	0.0359	0.8889		0.183	0.7454
-9	0.892	0.0345	1.6200		0.179	1.1691
-9.3	0.916	0.0331	0.8889		0.176	0.7454
-9.6	0.940	0.0319	1.5022		0.172	1.1048
-9.9	0.988	0.0307	0.9800		0.169	0.802
-10	1.012	0.0296	1.5022		0.166	1.1048

Lampiran 4 : Hitungan Potensial Likuifaksi Berdasar *Energy-Based*

Catatan : 1. Elevasi, σ_{vo} dan σ'_{vo} sama dengan hitungan sebelumnya
2. Nilai G/Gmaks diperoleh dengan Trial and Error
3. Nilai C hádala bagian kwadrat dari pers.14.48)

ϕ'	Ko	σ'mo	Gmks	G/Gm	Dγ	γ (%)	C	NED	NEC
26.32	0.56	0.04	109.59	0.80	0.044	0.010	0.000	0.0001	0.0003
30.95	0.49	0.07	215.83	0.80	0.045	0.010	0.000	0.0001	0.0008
28.94	0.52	0.11	234.48	0.72	0.062	0.015	0.001	0.0001	0.0005
27.75	0.53	0.15	248.24	0.65	0.078	0.021	0.001	0.0002	0.0004
30.00	0.50	0.17	305.49	0.65	0.079	0.022	0.002	0.0003	0.0006
28.94	0.52	0.18	299.75	0.57	0.096	0.030	0.003	0.0005	0.0004
26.32	0.56	0.21	253.39	0.41	0.132	0.057	0.004	0.0013	0.0003
30.00	0.50	0.21	348.07	0.51	0.109	0.038	0.005	0.0008	0.0005
28.94	0.52	0.23	337.97	0.44	0.126	0.051	0.006	0.0013	0.0004
34.14	0.44	0.23	456.18	0.54	0.104	0.034	0.007	0.0008	0.0013
28.94	0.52	0.27	361.2	0.36	0.144	0.071	0.008	0.0022	0.0004
27.75	0.53	0.29	341.32	0.27	0.165	0.110	0.010	0.0040	0.0003
31.83	0.47	0.29	452.58	0.40	0.135	0.060	0.012	0.0019	0.0005
30.00	0.50	0.32	422.37	0.31	0.156	0.090	0.014	0.0033	0.0004
34.14	0.44	0.31	529.83	0.41	0.133	0.058	0.016	0.0019	0.0009
32.65	0.46	0.34	510.67	0.35	0.147	0.075	0.018	0.0028	0.0006
30.00	0.50	0.37	456.73	0.22	0.175	0.138	0.020	0.0058	0.0004
36.73	0.40	0.35	625.73	0.40	0.135	0.060	0.022	0.0022	0.0020
33.42	0.45	0.38	566.73	0.30	0.157	0.092	0.025	0.0037	0.0008
37.32	0.39	0.38	666.06	0.38	0.140	0.066	0.028	0.0026	0.0024
38.97	0.37	0.38	713.3	0.39	0.137	0.063	0.030	0.0024	0.0042
36.73	0.40	0.41	680.92	0.33	0.150	0.081	0.033	0.0034	0.0020
38.97	0.37	0.41	741.59	0.36	0.144	0.071	0.036	0.0030	0.0042
40.98	0.34	0.42	795.03	0.38	0.140	0.066	0.039	0.0028	0.0090
38.44	0.38	0.45	757.49	0.32	0.153	0.085	0.042	0.0037	0.0035
40.49	0.35	0.45	813.62	0.34	0.148	0.076	0.046	0.0034	0.0074
38.97	0.37	0.48	795.17	0.30	0.157	0.092	0.049	0.0042	0.0042
42.80	0.32	0.46	886.39	0.35	0.145	0.073	0.052	0.0033	0.0147
40.00	0.36	0.50	840.57	0.30	0.158	0.094	0.056	0.0044	0.0048
43.24	0.32	0.48	918.18	0.34	0.149	0.079	0.059	0.0037	0.0176
40.00	0.36	0.52	863.49	0.28	0.163	0.104	0.062	0.0051	0.0048
42.80	0.32	0.51	933.94	0.32	0.153	0.085	0.065	0.0041	0.0147
40.49	0.35	0.55	896.87	0.27	0.163	0.106	0.068	0.0052	0.0058
42.80	0.32	0.54	957.48	0.31	0.156	0.091	0.071	0.0044	0.0147

Lampiran 5 : Hitungan Potensial Likuifaksi Berdasar *Vs*

Catatan : 1. Data $(N_1)_{60}$ sama dengan sebelumnya
2. Nilai CSR sama dengan cara sebelumnya

Elev	$(N_1)_{60cs}$	(Vs1)cs	Vs1*	$(V_{s1})_{csa1}$	$(CRR)_{7,5}$	$(CRR)_{6,3}$	CSR
0	3.615						
-0.3	5.773	136.66	207.5	142.127	0.074	0.123	0.156
-0.6	10.091	157.4	207.5	163.693	0.109	0.183	0.156
-0.9	7.932	148.1	207.5	154.021	0.091	0.152	0.155
-1.2	6.853	142.72	207.5	148.425	0.082	0.138	0.155
-1.5	9.012	152.96	207.5	159.074	0.100	0.167	0.173
-1.8	6.690	141.85	210	147.528	0.079	0.133	0.188
-2.1	4.594	128.99	210	134.145	0.063	0.106	0.200
-2.4	7.739	147.17	210	153.061	0.087	0.146	0.211
-2.7	6.690	141.85	210	147.528	0.079	0.133	0.219
-3	12.979	167.75	210	174.455	0.132	0.221	0.227
-3.3	6.690	141.85	210	147.528	0.079	0.133	0.233
-3.6	5.642	135.87	210	141.303	0.071	0.119	0.239
-3.9	8.021	148.51	212.5	154.454	0.088	0.146	0.243
-4.2	5.977	137.87	212.5	143.381	0.073	0.121	0.247
-4.5	11.086	161.18	212.5	167.632	0.111	0.186	0.250
-4.8	9.042	153.09	212.5	159.211	0.095	0.159	0.253
-5.1	5.977	137.87	212.5	143.381	0.073	0.121	0.256
-5.4	15.172	174.5	212.5	181.484	0.150	0.250	0.258
-5.7	10.064	157.29	212.5	163.581	0.103	0.172	0.260
-6	16.194	177.4	212.5	184.500	0.162	0.270	0.262
-6.3	19.259	185.36	212.5	192.771	0.211	0.352	0.264
-6.6	15.172	174.5	212.5	181.484	0.150	0.250	0.265
-6.9	19.259	185.36	212.5	192.771	0.211	0.352	0.266
-7.2	23.345	194.6	212.5	202.389	0.354	0.592	0.267
-7.5	18.237	182.82	212.5	190.131	0.192	0.320	0.268
-7.8	22.323	192.41	212.5	200.110	0.301	0.503	0.269
-8.1	19.259	185.36	212.5	192.771	0.211	0.352	0.270
-8.4	26.000	199.98	215	207.980	0.481	0.804	0.270
-8.7	20.000	187.14	215	194.623	0.208	0.347	0.272
-9	27.000	201.9	215	209.975	0.641	1.072	0.273
-9.3	20.000	187.14	215	194.623	0.208	0.347	0.272
-9.6	26.000	199.98	215	207.980	0.481	0.804	0.271
-9.9	21.000	189.46	215	197.040	0.228	0.382	0.270
-10.2	26.000	199.98	215	207.980	0.481	0.804	0.269

Lampiran 6 : Hitungan Potensial Likuidaksi Berdasar *Reliability-Based*

Catatan : 1. Nilai σ_{vo}, σ'_{vo} dan rd sama dengan cara sebelumnya

Elev	$(N_1)_{60}$	μ_{CRR}	μ_{CSR}	μ_Z	FS	β	$\Phi(\beta)$	P(f)
0	0							
-0.3	2	0.081	0.093	-0.012	0.874	-0.187	0.426	0.574
-0.6	6	0.105	0.093	0.012	1.132	0.147	0.558	0.442
-0.9	4	0.092	0.093	0.000	0.996	-0.018	0.493	0.507
-1.2	3	0.087	0.093	-0.006	0.937	-0.097	0.461	0.539
-1.5	5	0.099	0.104	-0.005	0.952	-0.076	0.470	0.530
-1.8	4	0.092	0.112	-0.020	0.822	-0.266	0.395	0.605
-2.1	2	0.081	0.120	-0.038	0.680	-0.510	0.305	0.695
-2.4	5	0.099	0.126	-0.027	0.783	-0.329	0.371	0.629
-2.7	4	0.092	0.131	-0.039	0.705	-0.464	0.321	0.679
-3	10	0.138	0.136	0.003	1.020	0.012	0.505	0.495
-3.3	4	0.092	0.139	-0.047	0.663	-0.543	0.293	0.707
-3.6	3	0.087	0.143	-0.056	0.607	-0.656	0.256	0.744
-3.9	7	0.113	0.145	-0.033	0.774	-0.344	0.366	0.634
-4.2	5	0.099	0.148	-0.049	0.667	-0.534	0.297	0.703
-4.5	10	0.138	0.150	-0.011	0.923	-0.116	0.454	0.546
-4.8	8	0.120	0.152	-0.031	0.795	-0.309	0.379	0.621
-5.1	5	0.099	0.153	-0.054	0.644	-0.580	0.281	0.719
-5.4	14	0.185	0.154	0.030	1.196	0.217	0.586	0.414
-5.7	9	0.129	0.156	-0.027	0.829	-0.255	0.399	0.601
-6	15	0.199	0.157	0.042	1.270	0.295	0.616	0.384
-6.3	18	0.251	0.158	0.093	1.589	0.584	0.720	0.280
-6.6	14	0.185	0.158	0.026	1.165	0.184	0.573	0.427
-6.9	18	0.251	0.159	0.091	1.574	0.572	0.716	0.284
-7.2	22	0.345	0.160	0.186	2.162	0.981	0.837	0.163
-7.5	17	0.232	0.160	0.071	1.445	0.461	0.678	0.322
-7.8	21	0.318	0.161	0.157	1.978	0.866	0.807	0.193
-8.1	18	0.251	0.161	0.089	1.553	0.554	0.710	0.290
-8.4	26	0.484	0.161	0.323	2.999	1.403	0.920	0.080
-8.7	20	0.294	0.163	0.131	1.807	0.749	0.773	0.227
-9	27	0.528	0.163	0.365	3.240	1.502	0.934	0.066
-9.3	20	0.294	0.163	0.131	1.802	0.746	0.772	0.228
-9.6	26	0.484	0.162	0.322	2.983	1.396	0.919	0.081
-9.9	21	0.318	0.162	0.157	1.969	0.860	0.805	0.195
-10	26	0.484	0.161	0.323	3.009	1.407	0.920	0.080

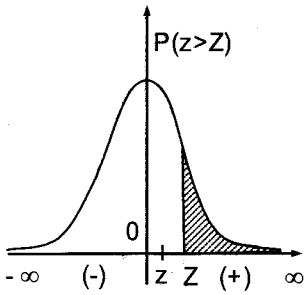
Lampiran 7 : Tabel Fungsi Standar Normal (Φ)

$$a.\ P(z) = \Phi(z)$$

$$b.\ P(z) = \Phi(-z)$$

$$= 1 - \Phi(z)$$

$$z = \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right)$$



z	P(z > Z)									
	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641
0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4246
0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
0.4	0.3446	0.3409	0.3373	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2644	0.2611	0.2579	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2297	0.2266	0.2236	0.2207	0.2177	0.2148
0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1921	0.1894	0.1867
0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
1	0.1586	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1378
1.1	0.1357	0.1335	0.1313	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0917	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
1.4	0.0807	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0721	0.0708	0.0694	0.0681
1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0515	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
1.8	0.0359	0.0352	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
2	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0126	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
2.3	0.0107	0.0105	0.0102	0.0099	0.0097	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0084
2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0076	0.0074	0.0072	0.0070	0.0068	0.0066	0.0064
2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0056	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0042	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
2.7	0.0035	0.0034	0.0033	0.0032	0.0031	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0023	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
2.9	0.0019	0.0018	0.0018	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
3	0.0014	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004
3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
3.5	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002	0.0002

Daftar Pustaka

1. Abidin H.Z, Andreas H, Kato T, Ito T, Meilano I, Kimata F, Natawijaya D.H, Haryono H, 2009, *Crusral Deformation Studies in Java (Indonesia) Using GPS*, Journal of Earthquake and Tsunami, Vol.3, No.2, pp 77-88.
2. Abrahamson N, Shedlock K.M, 1997, *Overview*, Seismological Research Letter, Vol.68, No.1, pp 9-23.
3. Abrahamson N, Silva W.J, 1997, *Empirical Response Spectral Attenuation Relations for Shallow Crustal Earthquakes*, Seismological Research Letter, Vol.68, No.1, pp 94-109.
4. Abrahamson N, Silva W, 2007, Abrahamson & Silva NGA *Ground Motion Relations for the Geometric Mean Horizontal Component of Peak and Spectral Ground Motion Parameters*, Earthquake Spectra Vol.24, No.1, pp.67-97.
5. Abrahamson N.A, Shedlock K.M, 1997, *Overview*, Seismological Research Letters, Vol.68, No.1.
6. Amin S, Goldstein M, 2008, *Data Against Natural Disasters*, Establishing Effective Systems for Relief, Recovery and Reconstruction, The World Bank Report
7. Amon C.J, 2001, *Seismic Waves and Earth's Interior* (http://eqseis.geosc.psu.edu/~cammon/HTML/ Classes/IntroQuakes/Notes/waves_and_interior.html
8. Anderson N, Thitimakorn T, Hoffman D, Stephenson R, Luna R, 2006, *A Comparison of Four Geophysical Methods for Determining the Shear Wave Velocity of Soils*, 6th International Conference & Exposition on Petroleum Geophysics "Kolkata 2006"
9. Andika A, 2006, *Respons Non-liner Inelastik Lapis-lapisan Tanah Berdasarkan Ramberg-Osgood Model*, Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil. Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
10. Andrus R.D, Stokoe II, 2000, *Liquefaction Resistance of Soil from Shear Wave Velocity*, Journal of the Geotect\hnical and Geoenvironmental Engineering, ASCE, Vol.126, No.11, pp.1015-1025.
11. Andrus R.D, Piratheepan P, Ellis B.S, 2003, *Comparing Liquefaction Evaluation Methods Using Penetration-Vs Relationships*,
12. Anonim, 1978, *Indonesian earthquake Study*, Vol.4 : Lateral Loadings for Earthquake Resistant Design of Building Construction in Indonesia, Beca Carter Hallings & Ferner Ltd and The Indonesian Counterpart Team
13. Anonim, 1981, Peraturan Perencanaan Tahan Gempa Indonesia Untuk Gedung (PPTGIUG), Departemen Pekerjaan Umum
14. Anonim,1991, Volcano Monitoring Techniques, http://volcano.oregonstate.edu/vwdocs/vwlessons/monitors.html
15. Anonim, 1993, *Earthquake Motion and Ground Conditions*, Commemoration of the 20th Anniversary of The Research Subcommittee on Earthquake Ground Motion, The Architecture of Japan
16. Anonim, 1994, The East Java Tsunami of June 3, 199, http://www.ess.washington.edu/tsunami/specialized/events/eastjava/eastjava.html
17. Anonim, 2005, 2004 Indian Ocean earthquake and tsunami, http://en.wikipedia.org/wiki/2004_Indian_Ocean_earthquake_and_tsunami
18. Anonim, 1999a, *Understanding Vulnerability : Ensuring Appropriate and Effective Response,* Global Crisis Solution, Promoting Rights to Practice and Policy.

19. Anonim, 1999b, *Plate Tectonic and People*, United Sates Geological Survey, USGS(http://pubs.usgs. gov/ gip/dynamic/tectonics.html
20. Anonim, 2000, *Concept of Hazards, Disasters and Hazard Assessment*, Asian Disaster Prevention Center (ADPC), Bangkok
21. Anonim, 200_ , *Flood Magnitude and Frequency*, http://www.geogonline.org.uk/ y12_ Flood Magnitude.doc
22. Anonim,200_, The Milky Way, http://www.astro.keele.ac.uk/workx/milkyway/page.html
23. Anonim, 200-, *Chapter 3 : Literature Review on Liquefaction Analysis of Ground Reinforcement System* http://scholar.lib.vt.edu/theses/available/etd-12212001-133242/unrestricted/10Chapter_3.pdf
24. Anonim, 2002, *Tata Cara Perencanaan Ketahanan Gempa Untuk Bangunan Gedung (TCPKGUBG),* Badan Standarisasi Nasional, BSN
25. Anonim,2007a, *Vulnerability and Capacity Analysis, Tools for Mainstreaming Disaster Risk Reduction*,
26. Anonim, 2007.b, *Liquefaction Potential for Cohessionless Soils*, Geotechnical Engineering Bureau, New York State Department of Transportation
27. Anonim, 2008, *Slope Monitoring Methods, State of the Art Report*, ClimChalp, Munich Germany.
28. Anonim, 2009a, *Basic of Capacity Development for Disaster Risk Reduction*, Capacity for Disaster Reduction Initiative (CADRI), United Nation , Geneva
29. Anonim, 2009b, *Huricane Bob*, http://www.wikipedia.org/wiki/huricane-Bob
30. Anonim, 2009c, *Earthquake and Seismo-tectonics,* www.appstate.edu/~marshallst/
31. Anonim, 2009d, *A Reconnaissance Report on the Pariaman-Padang Earthquake of September 30, 2009*, Japan Siciety of Civil Engineers, Japan Association for Earthquake Engineering &Engineers without Borders
32. Anonim, 2010a, *What is tsunami ?,* National Earth Science Teachers Associations,NESTA (http://www.windows2universe.org/earth/tsunami1.html)
33. Anonim, 2010b, *The 2004 Indian Ocean Earthquake and Tsunami,* Wikipedia, the free Ensiclopedia (htt://en.wikipedia.org/wiki/2004 Indian Ocean_earthquake_and Tsunami
34. Anonim, 2010c, *Volcano Explosion Index (VEI),* Wikipedia, the free encyclopedia (http://en.wikipedia.org/ wiki/Volcanic_Explosivity_Index)
35. Anonim,2010.d, *Merapi Eruption*, http://modernsurvivalblog.com/volcano/merapi-volcano-eruption-statistics/,
36. Anonim, [ ], *Water waves*, http :
37. Anonim, [ ], *Vulanic Explision Index (VEI)*, Wikipedia the free Ensiclopedia (http://en.wikipe-diaorg/ (http://en.wikipedia.org/
38. Anonim, [ ], *Earthquake Myths and Folklore*, Center for Earthquake Research and Information (http://www.ceri.memphis.edu/awareness/myths.html)
39. Arnold C, Reitherman R, 1982, *Building Configuration and Seismic Design*, John Wiley and Sons, New York
40. Asrofi A, Lesmana I.I, 2006, *Efek Penggunaan Out-riggers dan Belt-Truss pada Respons Struktur Baja Bertingkat Banyak*, Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia
41. Asrurifak M, 2010, Peta *Respons Spektra Indonesia Untuk Perencanaan Bangunan Tahan Gempa Berdasarkan Sumber Gempa 3-Dimensi Dalam Analisis Probabilitas*, Disertasi Doktor Jurusan Teknik Sipil, Istitut Teknologi Bandung

42. Baiquni A, 1996, *Al Qu'an, Ilmu Pengetahuan dan Teknologi*, Dana Bhakti Prima Yasa
43. Baiquni A, 1996, *Al Qu'an, Ilmu Pengetahuan Kealaman*, Dana Bhakti Prima Yasa
44. Bhavnani, R, 2006, *Natural Disaster Conflicts*, Harvard University, Cambridge Massachusetts
45. Bellana N, 2009, *Shear Wave Velocity as Function of SPT Penetration Resistance and Vertical Effective Stress at California Bridge Sites*, Master of Science Thesis in Civil and Environmental Engineering, University of Calofornia, Los Angeles.
46. Berg G V, 1982, Seismic Design Codes and Procedures, Earthquake Engineering Research Insitute, University of Michigan
47. Bergman C, 2000, *Seismic Scaling Relations,* Global Seismological Services
48. Biswas A, Naik A.N, 2010, *Study on Liquefaction of Soil*, Project Report Department of Civil Engineering National Institute of Technology Rourkela
49. Blume J.A, Newmark N.M, Corning L.H, 1961, *Design of Multi-story Reinforced Concrete Buildings for Earthquake Motions*, Portland Cement Association
50. Bolt B.A, 1978, Earthquake A Primer, W.H Freeman and Company, san Francisco
51. Bolt B A, 1995, *Intraplate Seismicity and Zonation*, Proceeding of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, University of Melbourne
52. Boore.D.M, Joyner W.B, Fumal T.E, 1997, *Equation for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration for Western North American Earthquakes* : A Summary of Recent Work, Seismological Research Letter, Vol.68, No.1, pp. 128-153
53. Boore D, Atkinson G, 2007, Boore & Atkinson NGA *Ground Motion Relations for the Geometric Mean Horizontal Component of Peak and Spectral Ground Motion Parameters*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2007/1
54. Brooker E.W, Ireland H.O, 1965, *Earth Pressure at Rest Relate4d to Stress History*, Canadian Geotechnical Journal, Vol.II, pp.1-15
55. Booth E, 1994, Concrete Structures in Earthquake Regions : Design and Analysis, Logman Scientific & Technical, United Kigdom
56. Bryant E, 2008, *Tsunami, Underrated Hazard*, Springer & Praxis Publishing, London.
57. Budiono B, 1995, *Perilaku Struktur Rangka Beton Prategang Parsial dengan Beban Siklis*, Seminar Nasional Kopertis Wilayah V, 22-23 September 1995
58. Budiono B, 2008, *ATC-40 Performance Based Design*, Short Course on Performance Based Design, International Conference on Earthquake Engineering and Disaster Mitigation (ICEEDM), Jakarta 16 April 2008.
59. Campbell K.W, 1981, *Near-Sorce Attenuation of Peak Horizontal Acceleration*, Bulletin of the Seismological Socoety of America, Vo.71, No.6, pp.2039-2070
60. Campbell K, Bozorgnia Y, 2007, Campbell-Bozorgnia NGA *Ground Motion Relations for the Geometric Mean Horizontal Component of Peak and Spectral Ground Motion Parameters*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, PEER 2007/2
61. Carr, A.J, Widodo, 1996, *Damage Paremeters of Rocking Reinforced Concrete Frame-Wall Structures*, Proceeding of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, University of Melbourne, Australia
62. Celebi M, Prince J, Dietel C, Onate M, Chaves G, 1987, *The Culprit in Mexico city-Amplification of Motions*, Earthquake Spectra, Vol. 3, pp 315-328
63. Chopra A.K, 1995, *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*, Prentice Hall International Series

64. Clough R.W, Penzien J, 1996, *Dynamics of Structures*, Second Edition, McGraw Hill Book Company, New York
65. Coburn A W, Spence R J S, Pomonis A, 1994, *Vulnerability and Risk Assessment*, United Nation Development Plan (UNDP), Disaster Management Training Program (DMTP)
66. Cronin V S, 2004, *A Draft Primer on Focal Mechanism Solution for Geologist*, Baylor University
67. Daryono, 2011, *Indeks Kerentanan Seismik Berdasarkan Mikrotremor pada Setiap Satuan Bentuk Lahan di Zona Graben Bantul Daerah Istimewa Yogyakarta*, Disertasi Doktor, Fakultas Geografi UGM.
68. Das B.M, 1993, *Principles of Soil Dynamics*, PWS-KENT Publishing Company, Boston
69. Day R.W, 2002, *Geotechnical Earthquake Engineering Handbook*, McGrawHill
70. De Leon J.C.V, 2006, *Vulnerability : A Conceptual and Methodological Review*, United Nation University, UNU EHS
71. Dobry R, Idriss I.M, Ng.E, 1978, *Duration Characteristics of Horizontal Components of Strong Motion Earthquake Records*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.68, No.5, pp.1487-1520
72. Dowrick D.J, 1978, Earthquake Resistant Design , For Engineers and Architects, John Willey and Sons, Second Edition
73. Dowrick D.J, 1992, *Attenuation of Midified Mercalli Intensity in New Zealand Earthquakes*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vo.21, pp.181-196
74. Douglas J, 1991, *A Comprehensive World-wide Summary of Strong –motion Attenuation relationships for Peak Ground Acceleration and Spectral Coordinates*, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Civil Engineering Department, Imperial College of Science, Technology and Medicine
75. Elnashai A.S, Kim S.J, Yun G.J, Sidharta D, 2006, *The Yogyakarta Earthquake of May 27, 2006*, Mid America Earthquake Center, University of Illinois, Urbana-Champaign
76. Dunajecka M A, Pulinets S A, 2005, *Atmospheric and Thermal Anomalies Observed Around the Time of Strong Earthquake in Mexico*, Admosfera, Vol.18(4), pp.235-247
77. Faccioli, E, 1991, *Seismic Amplification in the Presence of Geological and Topographical Irregularities*, Proceeding of Second International Conference on Recent Advances in Geotechnical Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Louis , Missouri
78. Fang H.Y, 1991, *Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold, New York.
79. Freund F.T, 2003, *Rock that Crackle and Sparkle and Glow : Strange Pre-Earthquake Phenomena*, Journal of Scientific Exploration, Vol.17, No.1, pp.37-71.
80. Gazetas G, Dakoulas P, Papageorgiou A, 1990, *Local Soil and Source Mechanism Effects in The 1986 Kalamata (Greece) Earthquake*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.19, pp.431-456
81. Gazetas G, Dakoulas P, Papageorgiou A, 1990, *Local soil and Source Mechanism Effects in The 1986 Kalamata (Greece) Earthquake*, Eatrhquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.19, pp 431-456.
82. Gibson G, Wesson V, Jones T, 1995, *Strong Motion From Shallow Intraplate Earthquakes*, Proceeding of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, University of Melbourne

83. Gradstein F.M, Ogg.J.G, Smith A.G, Bleeker . W,Lourens L.J, 2004, A new Geologic Time Scale, with special reference to Precambrian and Neogene, Episodes, Vol.27, No.4
84. Green R.A, 2001, *Energy Based Evaluation and Remediation of Liquefiabel Soils*, PhD Dissertation Submitted to Virginia Polytechnic Institute and State University
85. Green R.A, Cameroon W.I, 2003, *The Influence of Ground Motion Characteristics on Site Response Coefficient*, Pacific Conference on Earthquake Engineering.
86. Guangmeng G, 2004, *Studying Thermal Anomaly Before Earthquake with NSCE Data*, Nanyang Normal University
87. Gutierrez M, Duncan J.M, Woods C, 2002, *Development of a Simplified Reliability Based Methods for Liquefaction Evaluation*, Annual Project Summary Report USGS Grant
88. Hahn H, De Leon J.C V, Hidayat R, 2003, *Comprehensive Risk Management By Communities and Local Government*, Inter Amarican Development Bank, Regional Policy Dialogue
89. Hardin B.o, Black W.L, 1969, *Vibration Modulus of Normally Consolidated Clay*, Clossure and Discussion, Journnal of the Soil Mechanics and Fpoundation Division, ASCE, pp 1531-1537
90. Haryadi G.C, 2004, *A Numerical Investigayion of the Seismic Response of the Aggregate Pier Foundation System*, Master Thesis, Virginia Polytechnic Institute and State University
91. Hartantyo E, Hussein S, 2008, *Pemetaan Kecepatan Gelombang Shear (Vs) di Selatan Rowo Jombor Berkaitan dengan Potensi Kerusakan Akibat Gempa*, Konferensi Bayat
92. Hermiati D, Prabowo A.W, 2003, Penfaruh Kekakuan Balok Fondasi Terdadap Respons Struktur Braced Multistory Steel Frame, Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia
93. Hoedayanto D, 1989, *Dasar dari Ketentuan Mengenai Struktur Tahan Gempa Dalam SNI-Beton-1989 (Draft)*, Seminar Nasional Konsep Pedoman Beton 89, Jurusan Teknik Sipil, FTSP Universitas Islam Indonesia.
94. Housner G.W, 1971, *Earthquake Research Needs fof Nuclear Power Plants*, Journal of Power Division, ASCE, Vol.97, No.PO1, pp. 77-91
95. Hu Y.X, Liu S X, Dong W, 1996, *Earthquake Engineering*, E and F N SPON, London
96. Hwang J.H, Yang C.W, 2001, *A Practical Reliability-Based Method for Assessing Soil Liquefaction Potential,* Soil Dynamics and Earthquake Engineering
97. Idriss I.M, Seed H.B, 1968, *Seismic Response of Horizontal Soil Layers*, Journal of the Soil Mechanics and Foundation Devision, ASCE, Vol.94, No.SM4, pp.1003-1029.
98. Idriss I.M, Archuleta, R.J, 2007, *Evaluation of Earthquake Ground Motions*, Division of Dam Safety and Inspection Office of Hydropower Licensing, Federal Emergency Regulatory Commission, Washington
99. Idriss I.M, Boulanger R.W,2007, *SPT- and CPT-Based Relationships for the Residual Shear Strength of Liquified Soils*, Earthquake Geotecnial Engineering, Springer
100. Idriss I.M, 2007, An NGA *Empirical Model for Estimating the Horizontal Spectral Values Generated by Shallow Crustal Earthquakes*, Earthquake Spectra Vol.24, No.1, pp.217-242
101. Ingleton J (Editor), 2000, *Natural Disaster Management*, Commemorate Presentation in the International Decade for Natural Disaster Reduction (IDNDR)
102. Irsyam M, 2009, *Mekanisme Sumber Gempa Secara Grafis melalui Stereonet*, Kuliah Manajemen Rekayasa Kegempaan (MRK), FTSP UII, Yogyakarta

103. Irsyam M, Sengara W, Aldiamar F, Widiyantoro S, Triyoso W, Hilman D, Kertapati E, Meilano I, Asrurifak M, Ridwan M, Suhardjono, 2010, *Ringkasan Hasil Studi Tim Revisi Peta Gempa Indonesia 2010*, Kementerian Pekerjaan Umum

104. Ishihara K, 1992, *Evaluation of Soil Properties for Use in Earthquake Response Analysis*, International Symposium on Numerical Models in Geomechanic, Zurichs, pp.237-259

105. Kalkan E, Gulkan P, 2004, *Empirical Attenuation Equations for Vertical Ground Motions inTurkey*, Earthquake Spectra Vol.20 No.3, pp 853-882

106. Kanamori H, 1983, *Magnitude Scale and Quantifiction of Earthquakes*, Elsevier Scientific Publishing Company, Amsterdam

107. Kowalczyk R.M, Sinn R, Kilmester M.B, 1995, Structural Systems For Tall Buildings, McGraw Hill International Edition

108. Kramer S.L, 1996, *Geotecnical Earthuake Engineering*, Prentice Hall, New Jersey

109. Kunnath S, 2006, *Performance Based Seismic Design and Evaluation of Building Structures,* Earthquake Engineering for Structural Design, Edited by Chen W.F and Lui E.M

110. Kusumastuti, 2010, *Pengaruh Tinggi Struktur dan Jumlah Bentang Terhadap Kontribusi Mode pada Struktur Beton Bertulang Bertingkat Banyak dengan Pendekatan Kekakuan Kolom Shear Building dan Cara Muto*, Theis Magister Teknik Sipil, Konsentrasi Managemen Rekayasa Kegempaan (MaRK), Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan (FTSP), Universitas Islam Indonesia

111. Lautrup B, 2005, *Tsunami Physics*, Danish Semipopular Science Journal, The Niels Bohr Institute

112. Liu Y, Liu R, Liu J, Hong R, Wang S, Zhao H, Wu K, 2007, *Pacific Tsunami Warning System is Credible or Not ?*, Basic Studies in Natural Science

113. Lixin W, Shanjun L, Yuhua W, 2005, *The Experiment Evidence For Tectonic Earthquake Forecasting Based on Anomaly Analysis of Satellite Infrared Image*, Northeastern Shenyang University, China

114. Liu S, Wu L, Chen Q, Li G, 2009, *Features and Sattlelite Infrared Anomaly Before Ocean Earthquake*, PIERS Proceeding Beijing China, March 2009, pp.23-27

115. MacGregor J.M, 1971, *Safety and Limit Staes Design for Reinforced Concrete*, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol.4, No.384, pp 484 – 512.

116. Mahin S.A, Bertero V.V, 1991, *An Evaluation of Inelastic Seismic Design Spectra*, Journal of the Structural Devision, ASCE, Vol. 107, No.ST9, pp 1777-1791

117. Makrup L, 2009, *Pengembangan Peta Deagregasi Hazard Untuk Indonesia Melalui Pembuatan Software Dengan Pemodelan Sumber Gempa 3-Dimensi*, Disertasi Doktor Teknik Sipil, Institut Teknologi Bandung.

118. Maniatakis C.H, Taflampas I.M, Spyracos C.C, 2008, *Identification of Near Fault Earthquake Record Charactristics*, The 14th World Conference on Earthquake Engineering, Beijing

119. Marchuk A.G, 2009, *Tsunami Wave Propagation Along Waveguides*, Science of Tsunami Hazard, Vol.8, No.5, p 283

120. Marek A.R, Bray J, Abrahamson N, 1999, *Caharacterization of Site Response General Site Catagories*, Pacific Earthquake Engineering Research Center, Report 1999/3

121. Marek P, Gustar M, Anagnos T, 1996, *Simulation-Based Reliability Assessment for Structural Engineering*, CRC Press, New York

122. Mc Cue K, 1991, *Strong Motion in Australia, Is it Different ?,* Proceeding of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, New Zealand
123. Mc Cue K, Dent V, Jones T, 1996, *The Characteristics of Australian Strong Ground Motion,* Proceeding of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, University of Melbourne
124. Moghaddam B.K, Rahimian M, Tanha A.K.G, 2006, *Performance of Tuned Mass Damper for Response Reduction of Structure Under Near Field and Far Field Seismic Excitations*, 4th International Conference on Earthquake Engineering, Taipei, Taiwan
125. Moriya K, 1985, *Summary of The September 19, 1985 Mexico Earthquakes*, Reconnaissance Report College of Science and Technology, Nihon University, Japan
126. Morison D.W, Melchels R.E, 1996, *Studies on Structural Response to Typical Intra-plate Ground Shaking,,* Proceeding of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, University of Melbourne
127. Murphy J.R, O'Brien L.J, 1997, *The Correlation of Peak Gound Acceleration Amplitude with Seismic Intensity and Other Physical Parameters*, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.67, No.3, pp877-915
128. Nelson S A, 2006, *Exceptional Weather, Tropical Cyclone*, Tulane University
129. Nelson S.A, 2011, *Volcanoes, Magma, and Volcanic Eruptions,* Tulane University
130. Muto K, 1974, A Seismic Design and Analysis of Buildings, Maruzen Company Ltd, Tokyo
131. Newhall C, Self S, [ ], *The Volcanic Explosivity Index (VEI)*, US Geological Survey and University of Hawai.
132. Otani S, 2004, *Earthquake Resistant Design of Reinforced Concrete Buildings, Past and Future*, Journal of Advanced Concrete Technology, Vol. 2, No.1, pp.3-24.
133. Olson S.M, Green R.A, Obermeier S.F, 2005, *Geotechnical Analysis of Paleoseismic Shaking using Liquefaction Features : Part I. Major Updating of Techniques for Analysis*, USGS
134. Pak Y J, Ang A.H.S, 1985a, *Mechanistic Seismic Damage Model for Reinforced Concrete*, Journal of the Structural Engneering, Vol.111, No.4, pp 722-739,
135. Park Y J, Ang A.H.S, Wen Y K, 1985b, *Seismic Damage Analysis of Reinforced Concrete Buildings*, Journal of the Structural Engneering, Vol.111, No.4, pp 740-757
136. Park R , Paulay T, 1975, Renforced Concrete Structures, John Wiley & Sons, New York
137. Paulay T, Goodsir W.J, 1986, *The Capacity Design of Reinforced Concrete Hybrid Structures For Multistorey Buildings*, Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering NZSEE, Vo. 19, No.1, pp.1-15.
138. Paulay T, 1988, *Seismic Design in Reinforce Concrete : The State of The Art in New Zealand*, Bulletin of the New Zealand National Society of Earthquake Engineering NZSEE, Vo. 21, No.3, pp.208-232.
139. Paulay T, Priestley M.J.N, 1992, Seismic Design of Reinforced Concrete an d Msonry Buildings, John Wiley and Sons.
140. Paz M, 1975, *Structural Dynamics*, Van Nostrand Reinhold Company, New York
141. Prakash S, 198i, Soil Dynamics, McGraw Hill Book Company, New York
142. Prasad B.B, 2009, *Fundamentals of Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, PHI Learning Private Limited, New Delhi
143. Prakash S, Puri V.K, 2003, *Liquefaction of Silt and Silts-Clay Mixture,*
144. Priestley M.J.N, Calvi G.M, 1996, *Seismic Design and Retrofit of Bridges*, John Wiley and Sons, Inc, New York

145. Press F, Siever R, Earth, 1978, WH Freeman and Company, San Francisco
146. Pulinets S, 2004, Ionosphere *Precursors of Earthquakes : Recent Advanced in Theory and Practical Application*, TAO, Vol.15, No.3, September 2004
147. Pulinets S A, Ouzounov D Ciraolo L, Sigh R, Cervone D, Leyva A, Dunajecka M, Kalrelin A V, Boyarchuk A K, Kotsarenko A, 2006, *Thermal Atmospheric and Ionospheric Anomaly Around the Time of the Colima M 7,8 Earthquake of 21 January 2003*, Annales Geophysics, Vol. 24, pp 836-849
148. Quattrocchi F, Favara R, Capasso G, Pizzino L, Bencini R, Cinti D, Galli G, Grassa F, Francofonte F, Volpicielli G, 2003, *Thermal Anomaly and Fluid Geochemistry Framework in occurrence of the 2000-2001 Nizza Monferate Seismic Sequence : Episode in Changes in the Fault Zone Heat Flow or Chemical Mixing Phenomena ?*, Natural Hazard and Earth System Science Vol. 2, pp. 269-277
149. Ranganathan R, 1990, *Reliability Analysis and Design of Structures*, Tata McGraw Hill Publishing Company Limited, New Delhi
150. Richart F.E, Hall J.R, Woods R.D, 1970, *Vibrations of Soils and Foundations*, Prentice Hall Inc, New Jersey
151. Rielly E.K, Miller L.M, Fain M, Wright P, 2009, *A Study of Ambient Vibrations for Piezoelectric Energy Conversion*, Power MEMS, Washington
152. Robertson P.K, Wrode C.E, *Evaluating Cyclic Liquafaction Potential Using The Cone Penetration Test*, Cannadian geotechnical Journal, J.35, pp 442-459
153. Rodriguez M, 1994, *A Measure of the Capacity of Earthquake Ground Motions to Damage Structures*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.23, pp.627-643
154. Sarma S K, Free M W, 1995, *The Comparison of Attenuations for Peak Horizontal Acceleration in Interplate Region*, Proceeding of the Pacific Conference on Earthquake Engineering, University of Melbourne
155. Schueller W, 1977, *High Rise Building Structures*, John Willey & Sons
156. Semblat D.F, Dufal A.M, Dangla P, 2002, *Seismic Site Effects in a Deep Alluvial Basin : Numerical Analysis by Boundary Element Methods*, Computers and Geotechnics
157. Seed H.B, Chaney R.C, Pamukcu S,1991, *Earthquake Effects on Soil-Foundation Systems, Foundation Engineering Handbook*, Van Nostrand Reinhold, New York.
158. Seed H.B, Idriss I.M, 1971, *Soil Liquefaction*,
159. Sijabat H R, 2000, *Urban Disaster Mitigation*, The International Course On Sustainable Structural Safety Design for Building Engineers.
160. Silva W.J, 1997, *Characteristics of Vertical Strong Ground Motions for Application to Engineering Design*, Proceeding of the FHWA/NCEER Workshop on the National Representation of the Seismic Ground Motion for New and Existing Highway Facilities
161. Schueller W, 1977, High Rise Building Structures, John Wiley and Sons, New York
162. Smith J.V, 1998, *Vibration of Structure : Application in Civil Engineering,*
163. Smith B.S, Coull A, Tall Building Structures, Analysis and Design, John Willey and Sons, Inc, New York
164. Socuoglu H dan Nurtug A, 1995, *Earthquake Ground Motion Characteristics and Seismic Energy Dissipation,* Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.24, pp 1195-1213
165. Stein S, Klosko E, 2002, *Earthquake Mechanism and Plate Tectonics*, International Handbook of Earthquake and Enginnering Seismology.

166. Stewart J.P, Chou S.J, Bray J.D, Grave R.W, Somerville P.G, Abrahamson N, 2001, *Ground Motion Evaluation Procedures for Performance Based Design*, Pacific Earthquake Engineering Research Center (PEERC) Report PEER 2001/9
167. Sutarjo, Untung M, Arnold E.P, Soetadi R, Ismail S, Kertapati E, 1985, *Series of Seismology*, Volume V, Indonesia
168. Subandi L, Hastanto D.H, 2000, *Desain Struktur Ductile Frame-Wall Dengan Memperhitungkan Kekakuan Balok Fondasi*, Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia
169. Sulaiman C, Dewi L.C, Triyoso W, 2008, *Karakteristik Sumber Gempa Yogyakarta 2006 Berdasarkan Data GPS*, Jurnal Geologi Ind., Vol.3, No.1
170. Sun J.I, Golesorkhi R, Seed H.B, 1988, *Dynamic Moduli and Damping Ratios for Cohessive Soils*, Report No. UCB/EERC-88/15, Department od Civil Engineering, University of Berkeley CA.
171. Synolakis E.C, 1991, *Tsunami Run Up in Steep Slopes : How Good Linear Theory Really Is*, Natural Hazard ,Vol.4, pp 221-234
172. Takabeya F, 1965, *Multi-story Frames, Calculation and Moment-table*, Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin
173. Tso W.K, Zhu T.J, Heidebrecht A.C, 1992, *Engineering Implication of Ground Motion A/V Ratio*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Vol 11, pp 133-144
174. Thurairajah A, 2005, *Structural Design Load for Tsunami and Floods*, International Symposium Disaster Reduction on Coasts, Scientific-Sustainable-Holistic-Accessible, University of Melbourne, Australia
175. Tokas C.V, Schaefer K, 1997, *The Seismic Safety Program for Hospital Buildings in CaliforniaPart 1:Seismic Performance Requirements for New Hospital Buildings*
176. Uang C.M, Bertero V.V, 1988, *Implication of Recorded Earthquake Ground Motions on Seismic Design of Building Structures*, Earthquake Engineering Research Center, Report No. UCB/EERC-88/13
177. Uang C.M, Bertero V.V, 1990, *Evaluation of Seismic Energy in Structures*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.19, pp.77-90.
178. Uang C.M, Bertero V.V, 1991, *UBC Seismic Serviceability Regulations : Critical Review*, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.117, No.7, pp.2055-206
179. Uang C.M, 1991a, *Establishing R (or Rw) and Cd Factors for Building Seismic Provisions*, Journal of Structural Engineering, Vol. 117, No.1, pp. 19-28.
180. Uang C.M, 1991b, *Comparison of Seismic Force Reduction Factors Used in USA and Japan*, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.20, pp389-397
181. Uang C.M, 1993, *An Evaluation of Two-Level Seismic Design Procedures*, Earthquake Spectra, Vol.9, No.1,, pp 121-135
182. Vucetic M, 1992, *Soil Properties and Seismic Response on earthquake Engineering*, Proceeding of the Tenth WCEE, Madrid, pp.1199-1204
183. Vucetic M, Dobry R, 1991, *Effect of Soil Plasticity on Cyclic Response*, Journal of the Geotechnical Engineering, ASCE, Vol.117, No.1, pp.89—107.
184. Voight, K.D. Young, D. Hidayata, Subandrio, M.A. Purbawinata, A. Ratdomopurbo, Suharna, Panut, D.S. Sayudi, R. LaHusen , J. Marso, T.L. Murray, M. Dejean, M. Iguchi, K. Ishihara, 2000, Deformation and seismic precursors to dome-collapse and fountain-collapse nue´es ardentes at Merapi Volcano, Java, Indonesia, 1994–1998
185. Wang J G Z Q, Law K T, 1994, *Sitting in Earthquake Zone*, A A Balkema, Roterdam
186. Wakabayasi M, 1986, *Design of Earthquake Resistant Buildings*, McGraw Hill Book Company

187. Wald D.J, Quitoriano V, Heaton V, Kanamori H, 1999, *Relationship Between Peak Ground Acceleration, Ground Velocity and Modified Mercalli Intensity in California*, Earthquake Spectra, Vol.15, No.3, pp 557-564
188. Wang J.H, Yang C.W, 2001, *A Practical Reliability-Based Method for Assessing Soil Liquefaction Potential*, Soil Dynamics and Earthquake Engineering
189. Wang J.G.Z.Q, Law K.T, 1994, *Sitting in Earthquake Zones*, A.A. Balkema, Rotterdam
190. Wang Z, 2006, *Understanding Seismic Hazard and Risk Assessment : An Example in the New Madrid Seismic Zone in the Central of United States*, Proceeding of the 8th US National Conference on Earthquake Engineering, San Francisco
191. Wang Z, Ormsbee L, 2005, *Comparison between Probabilistic Seismic Hazard Analysis and Flood Frequency Analysis*, EOS Trancastions, American Geophysical Union
192. Watanabe M, 2001, *Root Causes of Disasters and Strategies for Prevention*, Seminar Nasional Upaya Mitigasi Dampak Bencana, Kerjasama PPPM dan MTS UII
193. Wen Y.K, Ang H.S, Park Y.J, 1998, *Seismic Damage Analysis and Design of Reinforced Concrete Buildings for Tolerable Damage*, Proceeding of the Ninth World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo-Kyoto
194. Werner S.D, 1976, *Engineering Characteristics of Earthquake Ground Motions*, Nuclear Engineering and Design, North Holland Publishing Company, Vol.36, pp.367-395.
195. Werner S.D, 1991, *Earthquake Ground Motions*, Earthquake Resistant Concrete Structures In elastic Response and design, ACI, SP127
196. Westen C.V, 2009, *Multi Hazard Risk Assessment*, Distance Education Course Guide Book, United Nation University-ITC School on Disaster Geoinformation Management.
197. Wison T, Kaye G, Stewart C, Cole J, 2007, *Impacts of the 2006 Eruption of Merapi Volcano Indonesia on Agriculture and Infrastructure*, HNS Science Report, 2007/07.
198. Widodo,1993, *Replikasi Shear Modulus Reduction Curve* (tidak dipublikasikan)
199. Widodo, 1995, *Rocking of Multi-storey Buildings*, PhD Thesis University of Canterbury, Christchurch New Zealand
200. Widodo, 2001, *Respons Dinamik Struktur Elastik*, Universitas Islam Indonesia Press
201. Widodo, 2003, Rekayasa Bangunan Sipil di Daerah Rawan Gempa : Sumbangan Terhadap Kemanusiaan, Pidato Pengukuhan Guru Besar Bidang Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan (FTSP), Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.
202. Widodo,2006, *The Inelastic Seismic Response of Setback Building Including Soil-Foundation Interaction*, First European Conference on Earthquake Engineering and Seismology, A Joint Even of the 13th ECEE & 30th General Assembly of the ESC), Geneva, Switzerland, Paper Number : 0252
203. Widodo,2009, *Identification of Unusual Animal Behaviors Prior to Earthquake,An Early Stage Toward to Possible Earthquake Precursors International Symposium on Earthquake and Precursors* : On the Possibility of Establishing for Earthquake Precursors Monitoring System, Bukittinggi 16-19 November 2009 (BMKG, UGM,ITB)
204. Widodo, Wijaya, Sunarto, 2011, *Seismic Intensity, Ground Acceleration and Building Damage Under the 27th May 2006 Yogyakarta Earthquake,* 2nd International Conference on Disaster Management and Human Health : Reducing Risk, Improving Outcomes, Orlando, Florida USA

205. Widyatmoko A, Taufikurrahman, 2004, *Efek Penggunaan Global Bracing Terhadap Respons Struktur Baja Bertingkat Banyak Akibat Beban Gempa*, Tugas Akhir Jurusan Teknik Sipil, Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan, Universitas Islam Indonesia
206. Wijaya H.H, 2009, *Isoseismal, Kerentanan dan Resiko Kerusakan Bangunan Rumah Tinggal, Studi Kasus Gempa Bumi Yogyakarta 27 Mei 2006*, Thesis Magister Teknik Sipil, FTSP UII Yogyakarta
207. Wiratman W, 1991, *Capacity Design, A Concept to Ensure Seismic Resistance of Building Structures*, First National Conference on Earthquake Engineering, Institut Teknologi Bandung
208. Wong I.G, Silva W.J, *Earthquake Ground Shaking Hazards in the Portland and Seatle Metropolitan Area*, Proceeding of the Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III, Vil.1, pp.66-78.
209. Youngs R.R, Chiou S.J, Silva W.J, Humphrey J.R, .1997, Strong Ground Motion Attenuation Relationships for Subduction Zone Earttquakes, Seismological Reserach Letters, Vol.68, No.1, pp58-73.
210. Youd T.L, Idriss I.M, Andrus R.D, Arango I, Castro G, Christian J.T, Hynes M.E, Ishihara K, Koester J.P, Liao A.C, Marcuson W.F, marton G.F, Mitchell J.K, Moriwaki Y, Power M.S, Robertson P.K, Seed H.B, Stokoe K.H, 1996, *Sumary Report on Liquafaction Resistance of Soils, NCEER*
211. Youd T.L, Idriss I, M, 2001, *Liquefaction Trsistance of Soils : Summary Report from the 1966 NCEER and 1998 NCEER/SF Workshops on Evaluation of Liquefaction Resistance od Soils*, Journal of Geotechnical and Geoenvironemntal Engineering ASCE, Vol.127, No.4, pp.297-313.
212. Zahn F.A, Park R, Priesley M.J.N, Chapman H.E, 1986, *Development of Design Procedures for the Flexural Strength and Ductility of RC Bridge Column*, Bulletin of the New Zealand Society of Earthquake Engineering (NZSEE), Vol.19, pp.200-212
213. Zahrah T.F, Hall W.J, 1984, *Earthquake Energy Absorption in SDOF Structures*, Journal of Strcutural Engineering, ASCE, Vol.110, No.8, pp 1757-1772
214. Zumberge J H, Nelson C A, 1976, *Element of Physical Geology*, John Wiley and Sons

Indeks

A

A/V rasio, 251
accelerograph, 198
acceptance criteria, 453, 459
aftershock, 225
age scalling factor, 600
aktivitas gunung api, 3
all lands, 89
all seas, 89
ambient Vibrations, 325
amplifikasi, 57,282
amplifikasi spektrum, 398
amplitudo gelombang, 156
analisis dinamik, 290
anatolian, 87
anatolian *fault*, 119
ancaman luar, 5, 6
ancient drift, 82
andhesit-basaltic, 35
angka-aman, 575
animal behaviors, 51
annual rate of exceedance, 44,238,458
anomali, 84
anomaly magnetic, 82
area source, 159,457
arias Intensity, 270
ascending, 101
asthenosphere, 74
astrologi, 99
atenuasi Arias Intensity, 335
atenuasi Gerakan Tanah, 327
atenuasi gerakan tanah, 335
atenuasi intensitas gempa, 206,327
atenuasi intensitas gempa, 335
atenuasi, 153,331
australian plate, 125
auxiliary plane, 132
axial load ratio, 451

B

backard directivity, 243
backbone curve, 291
background seismicity, 115
background seismicity, 457
bangunan ireguler, 472
bangunan reguler, 472
Bangunan Tahan Gempa, 419
banjir, 3
barbel wall, 527
basaltic magma, 34
base rock, 288
base Shear Coefficient, 541
basic seismic coefficient, 392,460
basic shear coeffocient, 542
basin effect, 246,287
batuan kerak bumi, 65
beachball, 129
beam column joint, 512
beam sway emcahnism, 430
beban layan, 403
bencana alam, 1, 6
benioff earthquake, 127
big-Bang, 67
body Magnitude, 210
body waves, 155,284
bore hole, 323
boundary conditions, 172
boundary element method, 303
bounday line, 87
bounded soil, 407
bracing System, 506
bracketing Method, 260
buckling, 451,514
bulk modulus, 161
bundled-tube structure, 535
buried rupture, 368
burried fault, 325

C

c -ϕ soils, 308
Caldera Volcano, 35
canyon, 303
capacity Curve, 456
capacity Design, 428,503

capacity spectrum analysis, 459
capacity, 5, 6
cast in place, 522
catfish, 98
central Factor of Safety, 603
chang Cheng, 100
clean sand, 571
coefficient of thermal expansion, 78
cohesionless soil, 306
cohessive soil, 307,563
collapse Earthquake, 104
collapse mechanism, 434
collapse Prevention, 454
collision hypothesis, 67, 72
column Density, 482
column sway mechanism, 430
community leader, 12
conditional Probability Theory, 121
conduction, 77
cone penetration resistance, 579
cone Penetration Test, 567, 579
cone penetrometer test, 326
confined, 444
confinement, 444
confining pressure, 320
continent drift, 80,81
continued Occupancy, 455
contoh shallow crustal earthquake, 124
convection flow, 16
convection Theory, 77,81
convection, 13,77
convergent, 86, 105
correction factor, 580
coupled-walls, 528
coupling beams, 528
cretaceous, 91
crisis Management, 59
critical volid ratio, 562
cross hole, 323
crustal-plate, 107
cummulative distribution function, 604
curvature ductility, 426, 434
cyclic Resistance Ratio, 567
cyclic simple shear test, 560
cyclic Stress Ratio, 567
cyclone, 3

D

daktilitas, 431
daktilitas penuh, 433
daktilitas simpangan, 402,432
daktilitas struktur, 384
damage index, 426
damage potential, 240, 258
damage ratio, 284
damage state, 454
damageability Limit States, 504
damped frequency, 385
damping force, 385
damping ratio, 385,594
damping Reduction Curves, 312
DART II System, 27
deamplifikasi, 290
decision expert system, 27
deep intraslab earthquake, 109,128
deflected shape, 526
deforestation, 2
degree of freedom, 545
demand-spectra, 467
descending, 101
design criteria, 459
design Criteria, 500
destructiveness, 184
deterministik, 457
deviator stress, 561
differentiation, 72,73
dimensionless distance, 590
dip angle, 20,110,131,226
dip-slip, 20,132
dip-Strike Slip Fault, 145
direct effects, 52
directivity effects, 117,242
directivity, 117,205
disain Filosofi, 423
disain Kapasitas, 428
disaster Cycle, 1
disaster Management, 59
disaster Mitigation, 59
disaster Need Assesment, 59
disaster Preparedness, 59
disaster Prevention, 59
disaster Risk Reduction, 324
disaster Risk Reduction, 58
disaster, 1
dislokasi permukaan tanah, 228

displacement based seismic design, 453
displacement ductility, 426, 434
displacement govern, 502
displacement history, 386
displacement ratio, 215
distribusi standar normal, 605
distructiveness potential factor, 272
divergence, 81
double core braced., 516
double subduction events, 113
downgoing plate, 107
downgoing plate, 86
drift ratio, 278,502,509
driving force, 102
driving force, 81,83
duhamel's Integral, 385
duktilitas lengkung, 434
dummy variables, 373
durasi efektif, 247
durasi Efektif, 260
durasi gempa, 244, 247,258
durasi total, 244
dutasi efektif, 244
dynamic pressure, 5
dynamic stress drop, 147

E

early Warning, 23, 59
earth crust, 72
earth interior, 65
earthquake Design Philosophy, 423
earthquake duration, 247
earthquake engineering, 65
earthquake light, 50
earthquake magn. saturation, 217
earthquake power, 270
earthquake proof building, 419
earthquake resistant building, 420
earthquake waves, 558
earthquake, 95
eartquake Resistant, 64
efek kondisi topografi, 287
efek topografi, 301
effective confining pressure, 313
effective vertical stress, 314
efficiency energy, 573
ekivalen linier-elastik, 291
ekivalen statik, 382
ekivalen Statik, 540
El Diablo, 97
elastic Design Responsse Spectrum, 382
elastic dynamic analysis, 540
elastic force, 385
elastic kinetic energy, 101
elastic modulus, 161
Elastic Rebound Theory, 101
emergency Response Facilities, 456
emergency Response, 59
enabling capacity, 12
energi gelombang gempa, 154
energi Gempa, 220,224
energy Based Methods, 567
energy based seismic design, 453
energy released, 103
energy trapped, 246,299
energy-based liquefaction analysis, 589
energy-demand, 589
engineering seismology, 65
epicenter distance, 337
epicentral intensity, 233
episenter, 195
equal acceleration, 398
equal displacement, 398
equal energy, 398
era ilmu pengetahuan modern, 96
era mitos, 96
era semi analitik, 96
erg (dyne.cm), 77, 222
erosi, 2
eurasian plate, 125
europen Microseismic Scale, 200
evolusi gerakan, 65
explosion Earthquake, 104
exposure, 5,6,10

F

factor of Safety, 575
faktor amplitudo, 460
faktor Jenis Struktur, 547
faktor Keutamaan Bangunan, 548
faktor reduksi beban, 405
faktor reduksi tegangan, 569
far-field earthquake, 241
far-field, 240
fault Displacement, 228
fault Models, 142

fault Parameters, 225
fault plane, 128, 132
fault rupture, 115, 141
fault rupture, 241
fault, 99
fault-normal motions, 243
fault-parallel motions, 243
filtering effect, 57
final weak part, 245
Fines Content, 571
fines, 563
flag value, 365
flat plate, 539
flexibility method, 425
flexural deflected shape, 497
flexural rigidity, 531
fling step, 242
flood early warning, 29
focal depth, 168,233,337,341
focal mechanism, 129
fokus-fokus, 116
footing wall, 144
force reduction factor, 402,426,451,503
foreshock, 225
forward directivity, 243
fragile building, 420
framed-tube, 535
framing System, 506
free body diagram, 384,549
free zone earthquake, 108
free-field, 240
frekuensi tinggi, 299
frekuensi geteran gempa, 390
frekuensi menengah, 299
frekuensi rendah, 295
frekuensi resonansi, 326
frekuensi sudut, 385, 388
fresh sample, 565
fully ductility, 433
fully Operational, 454
fundamental period, 368

G

Galaksi, 65
galaksi Bimasakti, 66, 70, 71
gaya geser dasar, 400
gaya redam, 385
gaya sentrifugal, 80
gaya-inersia rotasi, 15
gelombang energi gempa, 153
gelombang primer, 160
gelombang Rayleigh, 168
gelombang Sekunder, 162,163
gempa bumi, 3,43,95
gempa *interplate*, 110
gempa *intraplate*, 110,124
gempa Multi-Phase, 43
gempa Subdaksi, 109,111
general microzonation, 324
geo-atmospheric interaction aninalies, 49
geochemistry anomalies, 49
geodetic anomalies, 49
geographical amplification, 301
geological age, 305
geomagnetic anomaly, 50
geomorpologi, 53
geophysic anomalies, 49
gerakan lempeng tektonik, 65
gerakan tanah, 239
giant planets, 68,71
global hysteretic energy, 463
gondwanaland, 82
grain charact. correction factor, 581
grain characteristics, 580
grain size distribution, 572
gravitational field anomaly, 50
gravity load dominated, 440
ground acceleration, 239
ground displacement, 239
ground motion attenuation, 327,283
ground motion characteristics, 281
ground motion parameters, 239
ground motions, 239,282
ground response analysis, 281
ground velocity, 239
gundukan pair, 565
gutenberg dan Richter, 224

H

habitual inundation, 2
half-space, 169
hazard , 5,6,58
hazard analysis, 114
hazard curve, 4,452, 454, 457
heat flow, 78, 83
hidden fault, 117

high frequency, 418
higher modes, 304,484
hinging wall, 144
histeretik energi, 259
Housner intensity, 270
Hukum Coriolis, 15
hurricance, 12
hydrostatic effect, 579
hysteretic loop, 163,248,291,309

I

immediately Occupancy, 454
importance factor, 503
Indeks keandalan, 269,422,426,602
indeks plastisitas, 308,575
independent variable, 605
indirect effects, 52
Inelastic Damping Ratio, 462
Inelastic Design Response Spectrum, 382
inelatic dynamic analysis, 540
inetrruption of beams, 490
Infilled Walls, 499
infinite body, 179
initial weak part, 245
in-land earthquake, 209
inner core, 76
Input energi, 259
in-sea earthquakes, 209
intensitas gempa, 197,281
inter granular stress, 562
interface slip earthquake, 109, 110
inter-granuler stress, 280
interrupted occupancy, 455
interruption of columns, 490
interruption of walls, 489
interstory drift, 508
interupted operational, 455
intraplate, 106
intraslab zone, 109
isoseismal,200
isoseismal lines, 200
Isoseismic Lines, 200
isotropik, 161

J

jagad-raya, 65
Japanese Meteorological Agency, 200
jarak tempuh, 211
Jurassic, 90

K

Kapasitas,5
kapasitas individual, 12
kapasitas institusi, 12
karakter gempa, 65
kearifan lokal, 12
kecepatan gelombang geser, 289, 293,479
kejadian Gempa Tahunan, 238
kekakuan struktur, 385
kepadatan relatif, 561
kepemimpinan lokal, 12
kerentanan ekonomi, 8
kerentanan, 5, 6, 8, 9
kerentanan fisik, 11
kerentanan fisik, 8
kerentanan hukum, 8
kerentanan institusi, 8
kerentanan kultur, 8
kerentanan lingkungan, 8
kerentanan pendidikan, 8
kerentanan Seismik, 326
kerentanan sosial, 8
kerentanan teknik, 8
kesiapsiagaan, 59
kinetik energi, 259
koefisien gempa dasar, 392
koefisien konduksi, 78
koefisien redaman, 311,585
kondisi tanah setempat, 281
kondisi topografi, 255
konduksi, 77
konduktor, 78
konfigurasi bangunan, 426
konfigurasi bangunan, 470
konveksi, 77
konvergen, 86
kuat-batas, 405
kurva hazard, 457

L

land less farmer, 2
landslides early warning, 32
land-slides, 3
lapis transisi, 75
lateral confinement, 511
lateral load resisting system., 505

Laurasia, 89
lava dome, 37
lava, 82
left lateral fault, 143
lempeng tektonik, 65
lempeng-tektonik, 65
level kerusakan, 454
life safety, 454
life time, 44,423,457
likuafaksi, 1,558
limit states, 500
limited ductility, 433
line source, 159
liquefactions, 558
liquid iron core, 75
lithosphere, 65, 73, 78
load factors, 501
local braced frame, 516
local core bracing, 516
local ground response, 287
local magnitude, 210
local site condition, 332
local wisdom, 12
longitudinal wave, 161
love wave, 155,168
low frequency, 294
low frequency, 418
lower mantle, 166
lower mantle, 73, 75
lumped mass, 68

M

Magellanic, 66
magma, 84
Magnitude Scaling Factor,, 574
magnitude-scaling coefficients, 373
magnitudo gempa, 44,110,197,209,328
mainshock, 117, 149
mainshock, 225
major earthquake, 65
man made disaster, 1,5, 6
mantle, 101
mantel atas, 75
masa layan, 426,457
masonry structures, 145
mass density, 162,599
material attenuation factor, 590
material damping, 589
material density, 73
Max. Considered Earthquake, 239
Max. Credible Earthquake, 239
Max. Design Earthquake, 239
maximum displacement, 229
mean strength and mean force/load, 603
Medvedev-Sponheuer-Karnik, 200
megathrust, 108
megathrust earthquake, 127
mekanisme gempa, 209
mekanisme kejadian gempa, 283
member aspect ratio, 512
metode Spektrum Responss, 382
micro tremor, 289,303
Mid Atlantic Ridge, 33
mid-ocean earthquake, 122
mid-ocean ridges, 81
mid-ocean spreading, 82
Milky Way, 66
minor earthquake, 65,423
mitigasi bencana, 2
mitigation plan, 2
mitos, 97
modal effective mass, 460
modal effective weight, 460
modal matrix, 464
modal Participation Factor, 461
mode displacement, 550
mode of vibration, 495
moderate damage, 422
moderate earthquake, 65,423
mode-shape, 552
modified Mercalli Inteensity, 199
modulus geser, 309
modulus of rigidity, 218
momen distribusi, 425
momen magnitude, 111,140,210,218
moment resisting frame, 428,508
muka air tanah, 563
Multi Degree of Freedom, 382

N

natural disaster, 5, 6
natural disasters, 1
natural hazard assessment, 4
nature of Fault, 138
near fault, 241
near-field earthquake, 241

near-field, 240
nebula, 67
nebular disk model, 70
nebular hypothesis, 67,72
neutral directivity, 243
Next Generation Attenuation, 352
Nominal Factor of Safety, 603
nomogram Richter, 211
non periodik, 156
non-cohessive soils, 563
non-harmonik, 156
non-linier elastik, 292
non-linier inelastik, 292
Norm. clean-sand cone penetr.resist., 583
normal fault, 132,341
Normalized Energy Capacity, 596
Normalized Energy Demand, 595
N-SPT, 308
number of blow counts, 571

O

obigue fault, 341
operational state, 454
outer core, 76
outriggers, 516,517
Over Consolidated Ratio, 318
overall drift ratio, 452
overburden pressure, 563
overriding plate, 86
overriding plate, 103, 107
overstrength factor, 429
overstrength, 403
overtuning moment', 484

P

Pacific Belt, 151
Pangea, 82
Pangea-Panthalasa, 83
panjang patahan, 227
panjang *Rupture*, 227
parameter gerakan tanah, 239
parent magma, 34
partially molten, 151
partially prestress, 525
particel motion, 156,162,559
particel velocity, 172
particle bonds, 560
partisipasi mode, 460
pasir bersih, 571
peak ground acceleration, 243
Peak Spectral Acceleration, 352
peak value, 253
pemberontakan, 6
pemogokan nasional, 6
penambangan liar, 5
pencegahan, 61
penetration resistance, 571
pengekang, 444
pengekangan, 444
penggundulan lahan, 2
Performance Based Liquefact. An., 567
Performance Based Earthq. Eng., 453
Performance Based Seismic Des., 451,
Performance Based Seismic Eng., 453
performance criteria, 502, 504
performance levels, 454, 458
performance objectives, 454
performance point, 467
periode getar fundamental, 321
periode getar, 384, 388
periode ulang, 427
permanent displacement, 242
peudo spectrum, 388
physical risk analysis, 10
pingatan dini, 59
piosson's ratio, 161
planetesimal, 70
plasticity Index, 308,575
plate boundary, 33,85,87
point source, 158
poisson's ratio, 480
pori water pressure, 561
pounding, 495
Precambrian, 94
precast system, 522
Precursors, 49
prestress concrete, 450
Probabilistic Seismic Hazard An., 115
probabilitas kejadian, 4,427
probability density, 604
Probability of failure, 604
provided strength, 239
pseudo spectral acceleration, 395
pseudo spectral velocity, 395,256
pseudo spektral kecepatan, 387
Pseudo Spektral Kecepatan, 387

pusat kekakuan, 479
pusat massa, 478
Push Over, 456
P-wave, 169
pyroclastic, 37

Q

quality factor function, 590
quick run off, 2

R

radiasi, 77
radiation, 77
radioactive method, 94
radon concentration, 50
rake angle, 135
rake, 135
random variable, 604
rasio frekuensi, 214
rasio gaya aksial, 451
rasio redaman, 384, 385, 388
Rayleigh wave, 155
reduced spectrum demand, 463
reference amplitude, 212
regangan geser batas, 560
regangan geser, 292, 309
relative density, 307,561
release of energy, 95,101,209
reliability Index, 603
rentan, 9
resiko bencana, 5,6
resonansi, 56
respons elastik, 383
respons tanah, 186
return period, 45
reverse dip-slip, 137
reverse fault, 20,136, 143
reverse-oblique fault, 137
rhyolite-andhesite, 35
rich-quartz-granite, 49
Richter, 199
ridge, 123,302
rift, 82
right lateral fault, 143
rigid body motion, 397,568
rigorous microzonation, 324
Ring of Fire, 33
Risk Management, 59
risk, 6
Robert Mallet, 200
rock motions, 294
rock site, 281
rocking, 307
Rossi-Forel, 199
rotasi sendi plastis, 459
rupture area, 225, 229
rupture direction, 242
rupture directivity, 242
rupture length, 226, 229
rupture strength, 218
rupture, 205

S

Safety Critical Facilities, 456
sand dune, 565
sea floor spreading, 101
Sea Floor Spreading, 80
sea floor, 80
Search and Recsue, 59
second moment method, 604
secondary wave, 155
seismic energy capacity, 279
seismic energy, 95,223
seismic gap, 50
seismic mocrozonation, 324
Seismic Moment, 218
seismic risk analysis, 153
seismisitas, 197,235
seismisity, 235
seismogram, 213
seismograph Wood-Anderson, 212
seismograph, 198
seismologi, 63
semi-liquid outer core., 166
sendi plastis, 401
sensory mechanism, 52
service load, 403
serviceability limit states, 504
sesar *geser*, 115
sesar Opak, 121
setback, 492
settlement, 1
severe damage, 423
severity, 4

shallow crustal, 457
shallow crustal earthquake, 107, 109
shallow intraslab earthquake, 108, 113,128
shallow intraslab, 109
shear building, 492
shear deflected shape, 497,508
shear deformation, 508
shear failure, 512
shear modulus, 161
shear modulus reduction curve, 295,319
shear strength, 138
Shear Wave Velocity, 599
shear wave, 281
Shield Volcano, 34
shore-line, 18
short size-effects, 491
Sieberg, 199
siklus bencana alam, 1
simpangan saat leleh, 434
simpangan ultimit, 434
Simplified Method, 567
single continent, 100
Single Degree of Freedom, 383
single giant continent, 89
single-parameter, 253
Site Categorization, 305
site dependent spectra, 407
site effects, 56,153,235,279,285
situs, 284
slip fault, 87
slip-rate, 147
slope deflection method, 425
smoothed spectrum, 397
social capital, 12
social risk analysis, 6
soft storey, 486,511
soil behavior type index, 580
soil creep, 32
soil density, 305
soil site, 300
soil site-condition, 240
soil specific gravity, 315
soil-shear strain, 587
solar -system, 66
solid iron core, 75
solitary wave, 18
source mechanism, 209,240
source model, 590
source-site transmission, 240
spectral acceleration, 255,383
Spectral Displacement, 383
Spectral Velocity, 383,550
Spectrum Damand, 465
spectrum intensity, 270
spectrum velocity, 270
spektral akselerasi, 461
spektral kecepatan, 386
spektral percepatan, 386
Spektrum Simpangan, 384
spikes, 304
stable plate continent, 108
Standar Penetration Test, 567
standard normal distribution, 605
Standard Occupancy Buildings, 456
state dependent, 318
state indendent, 318
static stress drop, 147
status operasional, 454
Stereonet, 128
stick model, 545
stiffness method, 425
storey-drift control, 502
storey-drift ratio, 452
story drift, 495
Strain Based Methods, 567
strain capacity, 587
strain energy, 101,155
strain hardening, 436
strain-based liquefaction analysis, 593
stratigraphy, 94
Stratovolcano, 35
Strength Based Approach, 452
Strength Based Seismic Design, 451
Strength Based, 451
strength demand, 382, 399
Stress Based Method, 567
stress buid-up, 102
stress concentration, 475
stress drop, 124,223,230
stress govern, 501
stress reduction factor, 569
Stress-Strain-Based Methods, 567
strike, 130,226
strike-slip, 20,102, 131
strong earthquake, 423
strong axis, 475

Strong Beam Weak Column, 430
Strong Column and Weak Beam, 430
strong motion amplification, 288
strong part, 245
strong pulse, 246
strong pulse velocity, 243
structural pounding, 512
sturktur utama bangunan, 470
subdaksi, 106
subducting plate, 127
subduction zone, 109, 112
sudut gesek alam, 307
sudut gesek-dalam efektif, 560
sumber magma, 65
super continent, 89
surface breaking, 280
Surface Buoy, 27
surface fault, 205
Surface Magnitude, 210
surface run off, 28
surface tilting, 50
surface topography, 303
surface waves, 155
S-wave, 169

T

tahun cahaya, 70
tanah longsor, 1
tanggap darurat, 60
tata surya, 65
tata-surya, 66, 68
tectonic earthquake, 105
tegangan air pori, 561
tegangan antar butir, 562
tegangan geser, 292
tegangan tanah horisontal, 560
tegangan tanah vertikal efektif, 560
teknik kegempaan, 63
tektonik, 65
tekuk, 451
teori konveksi, 79
teori koveksi, 77
Terrestrial planet, 68
thermal anomaly, 51
thermal conductivity, 77
thermal convection, 101
threshold shear strain, 560, 587
thrust fault, 143
tidal force, 80, 83
Time History Analysis, 382
time onset, 23
time-lag, 280
topographical effect, 56,301
topographycal effects, 287
Total Probability Theorem, 457
totally collapse, 423
transform fault, 124
transform slip fault, 109
transimisibility, 214
transition zone, 75
trembling, 95
Triassic, 89
Triparti Respons Spektrum, 392
tropical cyclone, 12, 16
trussed-tube, 535
Tsunameter, 27
tsunami, 4,17
tsunami early warning, 49
tsunami innundation, 18
tsunami run-up, 18
Tsunami Warning Center, 27
tube-in-tube, 535
typhon, 15

U

ultimate displacement, 435
ultimate States, 504
ultimate strength design, 426
ultimate strength, 405
ultime Curvature, 445
unbounded soil, 407
unconfined concrete, 444
underlying causes, 5
undisturbed state, 564
undrained cyclic loads, 309
unification theory, 599
Uniform Bulding Code, 404
universe, 65
upper mantle, 37,75.76

V

viscous fluid, 562
visko-elastik, 75
viskositas material, 79
viskous energi, 259
void ratio, 313

volcanic earthquake, 104
Volcano Explosion Index, 38
Vp/Vs anomaly, 50
vulkanik, 85
vulner, 9
vulnerability, 5,6,8,58,324

W

Wadati-Benioff, 127
Waffle Flat Slabs, 539
waktu geologi, 93
waterberg, 19
wave propagation, 156, 162
wave propagation, 559
wave vector, 18
wave-field, 58
weak axis, 47
weak motion amplification, 288
working load design, 426

Y

Yield Curvature, 444
yield displacement, 434

Z

zat radioaktif, 77
zona *benioff*, 114

Indeks *Authors*

A

Abarahamson & Silva (1997),144
Abidin dkk (2009), 143, 226
Ambraseys (1990), 224
Anderson dkk (2006), 325
Andika (2006), 295
Andrus dan Stokoe II (2000),, 599
Andrus dkk.(2003), 599
Anonim (1980), 402
Anonim (1991), 42
Anonim (1993), 284, 317
Anonim (1994), 20
Anonim (1999)., 4
Anonim (2000), 6
Anonim (2005), 25
Anonim (2006)., 453
Anonim (2007), 11
Anonim (2008), 31
Anonim (2010), 35, 43
Anonim (2010c), 39
Anonim (2010d), 39
Anonim (2011), 323
Arnold & Reitherman,1982, 482
Asrofi dan Iwan (2006), 516, 517
Asrurifak (2010), 146,229
ATC 58-2 (2003, 454, 458

B

Baiquni (1997), 70
Berg,1980, 96
Bergman (2000)., 224
Berrill dan Davis (1985), 589
Bertero dkk (1976, 1978), 248
Bertero, 1995, 63
Bhavnani (2006), 4
Biswas & Naik (2010), 606
Blake (1996), 570
Blume dkk (1961), 447
Bolt (1975), 153, 167,260
Bolt (1978), 96, 139, 200, 209
Bolt (1989), 216
Bolt (1995), 107
Bolt (1996), 125
Boore dan Atkinson (2007), 370
Boore dkk (1997)., 331
Boore, Joyner,Fumal (1997), 359
Booth (1994), 500, 509, 521
Borcherdt dan Gibbs (1976), 288
Broker dan Ireland (1965), 306
Bryant, 2008, 17
Budiono (1995), 461, 524

C

Campbell & Bozorgnia (2007), 376
Campbell (1979)., 457
Campbell (1981), 144,343
Campbell (1981), 350
Campbell (1985), 337
Campbell (1989), 597
Car & Widodo (1996), 268
Celebi dkk (1987), 281
Cetin dll.(2004), 573
Chen (1989), 224
Chen dan Chen (1983), 224
Chopra (1995), 393
Clough dan Penzien (1996), 254
Coburn dkk (1994), 5
Cronin (2004), 128

D

Daryono (2011), 285,324
Das (1983),180, 306,558,562,595
Davis dan Berrill (1982), 589
Day (2002), 562
De Leon (2006), 4
Desy dan Andry (2003), 515
Dobry dkk (1978), 261
Dobry dkk (1982)., 584
Dobry dkk, 1976, 316
Douglas (1991)., 352
Dowrick (1982), 335
Dowrick (1988), 226
Dowrick, (1977), 1987, 473
Dunajecka & Pulinets (2005), 50

E
Elnashai (2006), 576

F
Facciolli, 1991, 250
Fear & McRoberts (1995), 596
FEMA 273, 454
FEMA 356, 454
Freund (2003), 51

G
Gibson dkk (1995),, 107
Gibson et al. (1995), 124
Gilluly dkk, (1975), 80,105
Google.co.id, 41, 49, 64,103,134
Gradstein dkk (2004), 94
Green (2001), 574, 584, 596
Guangmeng (2004), 50

H
Hahn et al.(2003), 10
Hardin dan Black (1969), 313
Harmsen (1997), 290
Hausler,2006, 54
Hayashi (1971),, 407
Hewit dan Burton (1971, 6
Hoedayanto, 1989, 427
Housner (1971), 266
Hu dkk (1996), 75, 148,205,405
Hwang (1977), 279
Hwang dan Yang (2001), 603

I
Idris dan Seed, 1968, 288
Idriss (2002), 361
Idriss (2007), 141,380
Idriss san Boulanger (2007), 582
Ingleton, 2000, 15
Irsyam dkk, 2010)., 130, 410
Ishihara, 1982, 312
Iwan dan Toki (1998), 243

K
Kalkan et al. (2004), 241
Kanamori (1983), 222
Kanamori & Andoerson (1975),225
Kanamori, 2006, 220
Kaser, 2009, 128
Kertapati, 1985, 143
Kowalczyk dkk (1995), 500
Kowalczyk dkk (1995), 530
Kramer (1996),170,199,253,335
Kunnath, 2006), 453
Kusumastuti (2010), 552

L
Lam dkk (2003),, 345
Lautrup (2005), 19, 22
Law dan Wang (1994), 56
Law dkk (1990), 593
Liao & Whitman (1986), 570
Liu dkk (2009)., 50
Lixin dkk (2005, 50

M
MacGregor (1971), 500
Madin dan Wang (1999), 107
Mahin dan Bertero (1981), 248
Makrup 2009, 115
Maniatakis dkk (2008), 241
Marchuk (2009)., 21
Marek dkk (1996), 603
Marison & Melchers (1995), 107
Martinez-Pereira,Bommer (98), 241
McCue dkk.,1996, 107, 124
McGregor (1976);, 603
McGuire (1974), 338
Mickey (1973), 352
Miranda (1993), 407
Mohraz (1976), 407
Moriya, 1985, 139
Murphy dan O'Brien (1977), 342

N
Nelson, 2006, 12
Newmark dan Hall (1978), 248
Novak (1983), 169

O

Olson dkk, 2005, 573
Otani (2004), 99, 541

P

Pak and dan Ang (1985), 421
Park & Paulay, 1975, 441
Park dan Paulay (1975), 429
Paulay (1988), 428
Paulay and Priestley, 1992, 300
Paz (1985), 213
Power dkk (2007), 364
PPTGIUG (1981), 410,546
Prakash (1981), 170,558,561
Prakash dan Puri, 2003, 565
Press & Seiver, (1978), 67,100,123
Priestley dkk (1996), 279
Pulinets (2004), 50
Pulinets dkk (2006), 50

Q

Quattrocchi dkk (2003), 50

R

Ranganathan (1990), 603
Richart dkk..(1970), 155,160,314
Richter (1958), 201
Rielly dkk, 2009), 324
Robertson & Wride (1998), 580
Robertson, (1992),, 599
Rodriguez (1994), 277

S

Saffir dan Simpson (1969)., 13
Sarma dan Fee (1995, 107
Schueller (1977), 500
Seed (1979), 569
Seed (1982), 279
Seed dan Idriss (1971), 569
Seed dan Idriss (1979), 558
Seed dan Idriss (1981), 584
Seed dkk (1976), 408
Seed, Ugas & Lysmer (1976), 407
Semblat el al.(2002), 303
Shrestha, 2009, 280
Sidjabat, 2000, 1
Sigh (1999), 245
Silva dkk (1999), 294
Smith (1970)., 339
Smith & Coull (1991), 500, 513
Smith, 1988, 101
Socuoglu dan Nurtug (1995), 253
Somerville (1996), 144
Somerville (1998), 144
Somerville et al.(1997), 242
Stein & Klosko,2002, 138
Stewart et al. (2001), 243,296,328
Subandi dan Hastanto, 2000, 509
Sucuoglu dan Nurtug (1995), 271
Sulaiman dkk (2008), 222
Sun dkk (1988)., 587,595
Sutarjo dkk (1985), 206
Synolakis,1991, 17

T

Tazoh dkk (1997), 295
TCPKGUBG (2002)., 405,472,504
TCPKGUGNG (2010), 546
Thrainson (2000),, 107
Tokas & Schaefer, (1997), 485,539
Toro, 1997, 334
Trifunac dan Brady (1975)., 261
Trifunac-1 (1995), 593
Tso dkk (1992),243,256,267

U

Uang (1993)., 404
Uang dan Bertero (1988), 239,253
Uang dan Bertero (1990), 259
Uang dan Bertero (1991),, 404

V

Voight et el.,2000, 42
Vucetic & Dobry, 1991, 318
Vucetic (1992), 560
Vucetic dan Dobry (1991), 406,587

W

Walsh dkk (2001), 107

Walter, 2007, 120
Wang (1998), 107
Wang and Law (1994), 51,405, 565
Wang dan Ormsbee, 2005, 44
Wang et al. (2006), 241
Wang, 2006, 43
Watanabe, 2000, 1
Watson dkk (1988), 439
Wells dan Coppersmith (1994), 227
Werner (1976), 146,205,222,239
Werner (1991), 210,254
Westen (2009), 28,44,49,50
Widodo (1993), 587,603
Widodo (1995), 268,527
Widodo (2001), 213,254,459
Widodo (2006), 494
Widodo (2011), 40
Widodo dkk (2011), 208, 234,348
Widyatmoko &Taufiqurahman, 514
Wijaya (2009), 208,234,348
Wikipedia (2009), 14
Wikipedia.org (100), 112
Wilson (2007), 40
Wolfgang Schueller (1977), 532
Wong & Silva (1998), 112

Y
Youd dan Idriss (2001), 567,573
Youd dkk (1996), 580
Young dkk.(1997), 330,363

Z
Zahn dkk (1986), 450
Zahrah dan Hall (1988), 247,263
Zilman (1999), 15
Zumberge dan Nelson (1976), 65,80

Tentang Penulis

Sejak kecil penulis memang sudah menunjukkan bakat dan minat dalam bidang keteknikan. Hal tersebut ditunjukkan oleh kesukaan terhadap kerapian tulisan, kesukaan dalam pelajaran menghitung dan kesukaannya dalam menggambar. Walaupun berasal dari keluarga yang sederhana tetapi kedua orang tua selalu mengajarkan untuk taat dan khusuk dalam beribadah.

Kesukaan dalam bidang keteknikan ditunjukkan oleh riwayat pendidikan yang konsisten. Sekolah lanjutan pertama sudah dalam bidang keteknikan, demikian juga sekolah lanjutan atas dan kemudian melanjutkan ke Jurusan Teknik Sipil Universitas Islam Indonesia, Yogyakarta.

Yogyakarta merupakan kota penuh kenangan, di kota itulah penulis menekuni bidang keteknikan sampai pada peminatan khusus yaitu dalam bidang dinamik. Pada Jurusan Teknik Sipil, beban dinamik berasosiasi dengan aktivitas kegempaan baik proses kejadian maupun dampak yang ditimbulkan. Thesis pada tingkat Master di University of the Philippines juga dilakukan dengan topik Analisis Dinamik tetapi masih dalam tingkat respons elastik.

Mendapat beasiswa untuk melanjutkan ke jenjang akademik tertinggi merupakan kesempatan yang sangat berharga. Tertarik dengan reputasi Prof.Park dan Prof.Paulay penulis Buku *Reinforced Concrete Structures* maka penulis menempuh program PhD di University of Canterbury, Christchurch New Zealand. PhD Thesis yang diambil bertopik *Rocking of Multistorey Buildings* adalah suatu *Inelastic Dynamic Time History Analysis* dengan memperhitungkan interaksi antara tanah, fondasi dan struktur atas.

Sejak saat itu kesukaan penulis terhadap bahasan kegempaan semakin besar dan kemudian berkembang lagi pada masalah kebencanaan (*disasters*). Hal itu terjadi karena ancaman dari luar (*hazards*) telah mengakibatkan kerugaian fisik dan non fisik yang sangat besar dan tidak lagi bersifat mikro tetapi sudah bersifat makro atau spasial ruang dan waktu. Penyelesaian problem tersebut tidak cukup kalau hanya ditangani oleh bidang Teknik Sipil saja tetapi harus diselesaian secara multi-disiplin. Oleh karena itu bidang Teknik Sipil harus melakukan reorientasi untuk menjawab/menyelesaian problem riil dilapangan.

Dengan alasan tersebut maka penulis bersama teman-sejawat sepakat untuk mengembangkan jurusan menjadi Jurusan Teknik Sipil dan Manajemen Kebencanaan (*Department of Civil Engineering and Disaster Management*) yang berkembang secara bersama-sama dengan Program Magister, konsentrasi Manajemen Rekayasa Kegempaan, MaRK (*Earthquake Engineering Management*).